UNIVERSITÉ PARIS-EST

THESE

Présentée pour obtenir le diplôme de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITE PARIS - EST

Spécialité : **Géotechnique**

Par

Linh Quyen DAO

Etude du comportement anisotrope de l'argile de Boom

Devant le jury composé de :

ENRIQUE ROMERO MORALES	Universitat Politècnica de Catalunya	Président
PIERRE-YVES HICHER	Ecole Centrale de Nantes	Rapporteur
PHILIPPE COSENZA	Université de Poitiers	Rapporteur
ANH-MINH TANG	Ecole des Ponts ParisTech	Examinateur
JEAN-MICHEL PEREIRA	Ecole des Ponts ParisTech	Examinateur
XIANG-LING LI	ESV EURIDICE GIE	Co-directeur de thèse
YU-JUN CUI	Ecole des Ponts ParisTech	Directeur de thèse

PIERRE DELAGE	Ecole des Ponts ParisTech	Invité
XAVIER SILLEN	ONDRAF/NIRAS	Invité

Résumé

Dans le cadre de la déposition géologique profonde des déchets radioactifs, l'argile de Boom est choisie comme une des formations hôtes potentielles dans le programme belge. Par sa formation géologique, cette argile est considérée comme un matériau isotrope transversal. En effet, l'anisotropie de ses propriétés hydraulique et thermique a été mise en évidence dans plusieurs études. Il apparait maintenant nécessaire de mener une étude complète sur son comportement anisotrope.

Sur le plan expérimental, l'anisotropie des propriétés thermo-hydro-mécaniques de l'argile de Boom a été mise en évidence à l'aide des mesures de la conductivité thermique, de la conductivité hydraulique, et du module de cisaillement. Grâce à ces mesures sur des carottes fraichement forées, l'endommagement dû à l'excavation de la galerie a été identifié (dans la zone près de la galerie de liaison à Mol, Belgique) et modélisé par un modèle empirique dont la variable d'endommagement est basée sur le volume des macro-pores. Ensuite, l'anisotropie du comportement en condition K_0 a été étudiée en analysant le comportement de trois types d'éprouvettes différents (0°, 45° et 90° au plan du litage) pendant et après la re-saturation dans des cellules oedométriques et triaxiales à plusieurs états de contraintes différents. Enfin, le comportement anisotrope en condition triaxiale a été étudié en réalisant des essais triaxiaux sur trois types d'éprouvettes. Au cours de ces essais, les mesures des vitesses d'ondes V_s et V_p ont été également effectuées à l'aide des éléments piézoélectriques encastrés dans deux embases supérieure et inférieure d'une cellule triaxiale. Ces résultats ont permis de déterminer les paramètres de l'élasticité anisotrope.

Sur le plan de modélisation, un modèle anisotrope avec huit paramètres anisotropes (cinq paramètres élastiques et trois paramètres plastiques) a été développé, en utilisant la théorie de Bohler (Boehler et Sawczuk, 1977). Ce modèle est basé sur un modèle élasto-plastique isotrope à deux surfaces de charge validé précédemment pour l'argile de Boom (Hong, 2013). La validation de ce modèle anisotrope a été réalisée grâce aux résultats expérimentaux des essais oedométriques et triaxiaux obtenus dans cette étude.

***Mots clés** : argile de Boom, anisotropie, conductivité thermique, module de cisaillement, comportement hydro-mécanique, pression de gonflement, microstructure, modèle élasto-plastique.*

Abstract

In the program of deep geological radioactive waste disposal in Belgium, Boom Clay has been chosen as one of the potential host rocks. Due to the geological stratification, this stiff clay has been regarded as a transverse isotropic material. The anisotropy of its hydraulic and thermal properties was shown in several studies. It seems necessary now to conduct a more in-depth study on the anisotropic behaviour of Boom Clay.

In terms of experimental works, the anisotropy of the thermo-hydro-mechanical properties of Boom Clay was evidenced using measurements of thermal conductivity, hydraulic conductivity and small-strain shear modulus. Through these measurements on freshly cored Boom Clay samples, the damage due to excavation of the gallery was identified (in the zone near the Connecting gallery at Mol, Belgium) and modelled using an empirical model in which the damage variable is based on the volume of macro-pores. Afterwards, the anisotropy behaviour under K_0 condition was studied by analysing the behaviour of three types of specimens (0°, 45°, and 90° to the bedding plane) during and after the re-saturation in the triaxial and oedometer cells under different stress states. Finally, the anisotropic behaviour under triaxial condition was investigated through several triaxial tests on three types of specimens. During these tests, the velocity measurements of seismic waves V_s et V_p were performed thanks to the bender elements installed in the upper and bottom bases of a triaxial cell. These results were used to determine the parameters of anisotropic elasticity.

In terms of modelling works, an anisotropic model with eight anisotropic parameters (fives elastic parameters and three plastic parameters) was developed using the theory of Boehler (Boehler et Sawczuk, 1977). This model is based on an elasto-plastic isotropic model with two yield surfaces elaborated previously for Boom Clay (Hong, 2013). The validation of this anisotropic model was made based on the results obtained from oedometer and triaxial tests performed in this study.

Key words*: Boom Clay, anisotropy, thermal conductivity, shear modulus, hydro-mechanical behaviour, swelling pressure, microstructure, elasto-plastic model.*

Remerciements

Une thèse ne pouvant se faire seul, l'auteur souhaite adresser ses remerciements à toutes les personnes qui ont contribué à sa réalisation et ont permis par leur soutien et leurs conseils, de la mener à bien.

Tout d'abord, je tiens à remercier vivement le Professeur Yu-Jun CUI, pour m'avoir accueillie comme doctorante, pour la confiance qu'il m'a accordée, pour ses multiples conseils et pour tout le temps qu'il a consacré à diriger ce travail de recherche. J'aimerais également lui dire à quel point j'ai apprécié sa grande disponibilité et ses suggestions et remarques pour les communications, des articles, ainsi que pour la relecture finale de chacun des chapitres de thèse.

Je souhaiterais également adresser tous mes remerciements à Monsieur Anh-Minh TANG pour le temps qu'il m'a consacré ainsi que la pertinence de ses conseils scientifiques, notamment pour les travaux expérimentaux qui occupent une grande partie dans ce travail de recherche.

Mes remerciements s'adressent ensuite à Monsieur Jean-Michel PEREIRA pour son accueil toujours très chaleureux, sa disponibilité et ses précieux conseils prodigués tout au long de ce travail. Je tiens à remercier le Professeur Pierre DELAGE qui m'a accordé des conseils scientifiques, et qui m'a fait l'honneur de s'intéresser à ce travail.

Je remercie chaleureusement Madame Xiang-Ling LI ainsi que M. Xavier SILLEN, qui ont permis la mise en œuvre de ce projet et ont accepté de suivre cette thèse ainsi que pour leurs soutiens, leurs disponibilités, leurs expériences et leurs conseils éclairés pendant mes années de thèse.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à Monsieur Pierre-Yves HICHER, Professeur à l'Ecole Centrale de Nantes et Monsieur Philippe COSENZA, Professeur à l'Université de Poitiers qui ont bien voulu rapporter sur ce travail. Je remercie Monsieur Enrique ROMERO MORALES, Professeur à Universitat Politècnica de Catalunya, pour avoir accepté d'examiner la thèse et de présider le jury.

Ce travail n'aurait pas vu le jour sans la participation financière de l'Ecole des Ponts ParisTech et de l'Organisme national des déchets radioactifs et des matières fissiles enrichies (ONDRAF/NIRAS), que je tiens dès lors à remercier vivement.

Ce travail n'aurait pas non plus si bien abouti sans l'aide quotidienne de l'équipe technique chaleureuse et performante au CERMES : Emmanuel DELAURE, Baptiste CHABOT, Xavier BOULAY, Hocine DELMI, et Marine LEMAIRE. Un grand merci à vous pour vos disponibilités et vos conseils pratiques et utiles lors de nos discussions.

Je remercie également tous mes amis au laboratoire CERMES, pour notre belle amitié, et nos joyeux moments inoubliables partagés ensemble.

Enfin, qu'il me soit permis de dédier ce mémoire aux membres de ma famille. Vous m'avez toujours soutenue dans mes choix et conseillée du mieux que vous pouviez. Sans vous je ne serais pas ce que je suis aujourd'hui.

Sommaire

Résumé ..... **iii**

Abstract ..... **v**

Remerciements ..... **vii**

Introduction **1**

Chapitre 1 Etude bibliographique **5**

1.1. Contexte général **5**

1.1.1. Stockage des déchets radioactifs 5

1.1.2. Laboratoires de recherche souterrains (URLs) 8

1.1.3. Exigences spécifiques pour l'argile de Boom 10

1.2. Vue globale des argiles raides **11**

1.2.1. Argile de Boom 11

1.2.2. Comparaison des caractéristiques des argiles raides 20

1.3. Comportement anisotrope des argiles raides et argilites **23**

1.3.1. Notion de l'anisotropie 23

1.3.2. Elasticité linéaire anisotrope 25

1.3.3. Détermination des paramètres d'élasticité isotrope transversale 40

1.3.4. Anisotropie de la propagation d'ondes 61

1.3.5. Anisotropie de la conductivité thermique 65

1.3.6. Anisotropie de la conductivité hydraulique 68

1.3.7. Anisotropie du comportement au gonflement 70

1.3.8. Anisotropie du comportement déviatorique 71

1.4. Lois de comportement pour les argiles et argilites **75**

1.4.1. Modèle Cam-Clay originel 76

1.4.2. Modèle Cam-Clay modifié 79
1.4.3. Modèle S-CLAY-1 79
1.4.4. Modèle de Sultan et al. (2010) 81
1.4.5. Modèle d'Oka et al. (2002) 83
1.4.6. Modèle de Pietruszczak (2002) 86
1.4.7. Modèle de Salager et al. (2012) 87
1.5. Conclusions 88
Chapitre 2 Matériaux et techniques expérimentales 91
2.1. Introduction 91
2.2. Caractérisation initiale et préparation d'échantillons 91
2.2.1. Caractérisation initiale 91
2.2.2. Préparation d'échantillons 94
2.3. Re-saturation d'échantillons 95
2.3.1. Eau synthétique 95
2.3.2. Condition de drainage 95
2.3.3. Simulation de condition de drainage 96
2.4. Observations microstructurales 100
2.4.1. Objectifs 100
2.4.2. Principes et matériels 100
2.4.3. Procédure d'essai 101
2.4.4. Programme d'essais 101
2.5. Mesure de la conductivité thermique 103
2.5.1. Objectifs 103
2.5.2. Principes et matériels 103
2.5.3. Procédure d'essais 106
2.5.4. Programme d'essais 108
2.6. Mesure du G_0 en utilisant les éléments piézoélectriques 108
2.6.1. Objectifs 108
2.6.2. Principe et matériels 109

2.6.3. Etalonnages des éléments piézoélectriques 110
2.6.4. Procédure d'essais 118
2.6.5. Programme d'essai 120
2.7. Essai de gonflement 120
2.7.1. Objectif 120
2.7.2. Principes et matériels 120
2.7.3. Procédure d'essai 121
2.7.4. Programme d'essai 122
2.8. Essais oedométriques 123
2.8.1. Objectif 123
2.8.2. Principe et matériels 123
2.8.3. Procédure d'essai 128
2.8.4. Programme d'essais 129
2.9. Essai triaxial en condition K_0 130
2.9.1. Objectif 130
2.9.2. Principe et matériels 131
2.9.3. Procédure d'essai 131
2.9.4. Programme d'essais 133
2.10. Essai triaxial 133
2.10.1. Objectifs 133
2.10.2. Principe et matériels 134
2.10.3. Procédure d'essai 135
2.10.4. Programme d'essai 135
2.11. Conclusions 136
Chapitre 3 : Caractérisation de l'EDZ par essais au laboratoire 137
3.1. Introduction 137
3.2. Résultats expérimentaux 140
3.2.1. Conductivité thermique 140
3.2.2. Module de cisaillement 143

3.2.3. Observations microstructurales ... 145
3.3. Prédiction des propriétés thermo-hydro-mécaniques ... 150
3.3.1. Variable d'endommagement ... 150
3.3.2. Détermination des paramètres ... 151
3.3.3. Application du modèle d'endommagement à la propriété hydraulique ... 153
3.4. Discussion ... 155
3.5. Conclusion ... 157
Chapitre 4 : Comportement hydro-mécanique en condition K0 ... 159
4.1. Introduction ... 159
4.2. Gonflement lors de la re-saturation ... 160
4.2.1. Pression de gonflement déterminée à partir de la courbe (ε_v - logσ_v) ... 160
4.2.2. Pression de gonflement mesurée par le capteur de pression ... 166
4.2.3. Influence du gonflement sur la microstructure ... 171
4.3. Comportement mécanique après la re-saturation ... 176
4.3.1. Méthode « contrainte contrôlée » en cellule oedométrique ... 176
4.3.2. Méthode « déplacement contrôlé » ... 185
4.3.3. Simulation par la méthode des éléments finis ... 193
4.4. Discussions ... 196
4.4.1. Influence de la méthode de détermination de σ_s ... 196
4.4.2. Anisotropie du gonflement à différentes conditions ... 198
4.4.3. Comportement en condition K_0 après la re-saturation ... 208
4.5. Conclusions ... 211
Chapitre 5 : Comportement hydro-mécanique en condition triaxiale ... 215
5.1. Introduction ... 215
5.2. Re-saturation sous contrainte isotrope ... 216
5.2.1. Déformations locales ... 217
5.2.2. Vitesse de propagation d'ondes V_s et V_p ... 223
5.2.3. Comparaison entre les résultats théoriques et les mesures expérimentales ... 228
5.2.4. Paramètres élastiques à très petites déformations ... 230

5.3. Cisaillement 232

5.3.1. Résultats directs 232

5.3.2. Interprétation des résultats 240

5.3.3. Vitesse de propagation d'ondes V_s et V_p 244

5.3.4. Paramètres élastiques à petites déformations 246

5.4. Bande de cisaillement 251

5.5. Discussions 253

5.5.1. Re-saturation sous contrainte isotrope 253

5.5.2. Cisaillement 256

5.6. Conclusions 262

Chapitre 6 : Modélisation du comportement anisotrope 265

6.1. Introduction 265

6.2. Modèle anisotrope 265

6.2.1. Elasticité anisotrope 266

6.2.2. Plasticité anisotrope 268

6.2.3. Identification des paramètres anisotropes 273

6.3. Calage des paramètres anisotropes 286

6.4. Simulation d'essais avec le modèle anisotrope 287

6.5. Conclusion 289

Conclusion générale 291

Annexe A 295

Annexe B 311

Bibliographie 315

Introduction

Dans le contexte du stockage géologique profond de déchets radioactifs, il est primordial de bien connaitre le comportement hydromécanique de la formation hôte. Les travaux réalisés dans cette thèse s'inscrivent dans le cadre de la recherche sur le comportement de l'argile de Boom (à Mol, Belgique) au laboratoire Navier/Equipe Géotechnique (CERMES) depuis une dizaine d'années.

En raison de la déposition géologique, l'argile de Boom se comporte comme un matériau anisotrope ou plus précisément un matériau isotrope transversal. En effet, plusieurs études expérimentales antérieures ont mis en évidence son caractère anisotrope. Sultan (1997) et Sultan et al. (2010) ont déterminé expérimentalement la surface de charge de cette argile et montré que cette surface dans le plan (p'- q) n'est pas symétrique par rapport à l'axe p'. Hueckel et Pellegrini (1996) ont réalisé des essais triaxiaux avec mesures de déformations locales à plusieurs températures et ont observé que la déformation latérale est plus grande que l'axiale. Le comportement anisotrope a été également observé en termes de conductivité hydraulique par des mesures in-situ (Yu et al., 2013) et de la conductivité thermique par l'analyse inverse (Chen et al., 2011). On note également que les essais réalisés dans le laboratoire sous terrain à Mol par EURIDICE ont montré une différence notable entre la contrainte totale horizontale et la contrainte totale verticale (Li et al., 2010). Ainsi, il est important de bien comprendre le comportement anisotrope afin de prévoir la réponse de l'argile de Boom sous des sollicitations thermo-hydro-mécaniques (THM), et d'optimiser le système de stockage tout en assurant sa sureté. Dans ce cadre de cette thèse, le comportement anisotrope de l'argile de Boom est étudié aussi bien au niveau expérimental qu'au niveau de modélisation. Le mémoire de thèse est composé de six chapitres.

Le premier chapitre présente un état de l'art sur le comportement anisotrope des argiles raides et argilites. La plupart des matériaux présentés dans ce chapitre sont envisagés comme des formations hôtes potentielles pour le stockage profond. Le contexte général sur le stockage des déchets radioactifs dans plusieurs pays est abordé en premier. Une vue globale sur la géologie, la lithographie, la minéralogie et les propriétés physiques - géomécaniques des matériaux étudiés (argiles raides et argilites) sont présentés ensuite. La partie principale de ce chapitre se concentre sur le comportement anisotrope des argiles raides et argilites. L'anisotropie de plusieurs propriétés

est considérée : élasticité (études théoriques et expérimentales), conductivité hydraulique, conductivité thermique, gonflement, comportement déviatorique. Enfin, les lois de comportement pour ces types de matériaux sont présentées, des modèles isotropes simples aux modèles anisotropes sophistiqués.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation des matériaux et des techniques expérimentales. Les échantillons de l'argile de Boom prélevés à plusieurs distances r par rapport à l'axe de la galerie sont préparés. La définition des types d'échantillons utilisés dans cette étude est ensuite présentée. L'optimisation de la re-saturation de l'éprouvette est analysée par des simulations en utilisant un code d'éléments finis (code Bil). L'anisotropie est étudiée à l'échelle microscopique (observations microstructurales) et à l'échelle macroscopique (essais thermique et hydro-mécanique). Pour chaque type d'essai, quatre aspects sont présentés: objectif, principe, procédure et programme d'essais. Les développements expérimentaux sont également précisés.

La zone endommagée due à l'excavation de la galerie de liaison (à Mol) est caractérisée par des essais au laboratoire et présentée dans le chapitre 3. Pour comprendre l'effet de l'excavation de la galerie, la conductivité thermique et le module de cisaillement à très petites déformations sont mesurés dans plusieurs directions par rapport au litage. Les mesures in-situ de la conductivité hydraulique au pressiomètre (Yu et al., 2013) sont également exploitées. De plus, l'influence de l'excavation est vérifiée par des observations microstructurales. Un modèle empirique est proposé en se basant sur des résultats obtenus, permettant de prévoir les propriétés thermo-hydro-mécaniques de l'argile de Boom.

Dans le chapitre 4, l'anisotropie du comportement hydro-mécanique en condition K_0 (sans déformation latérale) est étudiée. Plusieurs essais de gonflement et oedométriques sont réalisés dans deux types de cellules oedométriques : cellule classique (sans mesure de pression latérale), cellule modifiée (avec mesure de pression latérale). Des essais triaxiaux avec empêchement de la déformation latérale dans deux cellules triaxiales sont également effectués. L'anisotropie de la pression de gonflement est analysée en utilisant plusieurs approches. Le comportement mécanique après la re-saturation est étudié sur trois éprouvettes différemment orientées à 0°, 45°, 90° par rapport au litage.

Le chapitre 5 présente l'anisotropie mise en évidence par étude du comportement hydro-mécanique en condition triaxiale. Les résultats des essais triaxiaux dans deux phases (de re-saturation sous contraintes isotropes et de cisaillement) sur trois types d'éprouvettes sont analysés. Les mesures des vitesses d'ondes de cisaillement et de compression dans une cellule triaxiale sont également effectuées. En se basant sur ces résultats, les paramètres élastiques anisotropes de l'argile de Boom

sont déterminés par deux méthodes différentes : à l'aide des mesures locales (déformations et contraintes) et à l'aide des mesures des vitesses d'ondes.

Le chapitre 6 présente le développement d'un modèle élasto-plastique anisotrope. L'anisotropie est ajoutée dans la partie élastique et plastique selon la théorie de Boehler (Boehler et Sawczuk, 1977). Ce modèle est développé en se basant sur le modèle élasto-plastique isotrope à deux surfaces de charge de Hong (2013). Ce modèle est validé avec les résultats des essais triaxiaux et oedométriques présentés dans les chapitres précédents.

Chapitre 1

Etude bibliographique

1.1. Contexte général

1.1.1. Stockage des déchets radioactifs

L'utilisation de matières radioactives produit inévitablement des déchets radioactifs. Ces déchets proviennent essentiellement des centrales nucléaires, des usines de traitement des combustibles usés et des installations nucléaires civiles et militaires. La Figure 1-1 montre l'estimation de la répartition en volume par secteur des déchets radioactifs existant fin 2010 en France. Ces déchets émettent de la radioactivité et présentent des risques pour l'homme et l'environnement. Ainsi, ils doivent être gérés de manière spécifique en fonction de leur niveau de radioactivité et de leur durée de vie.

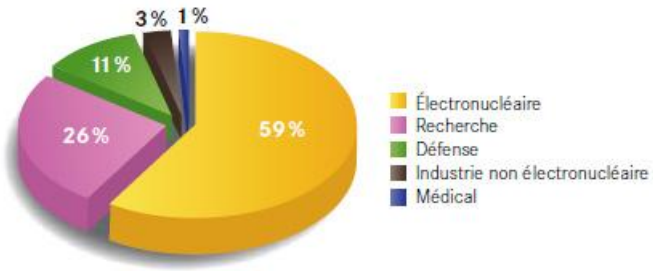


Figure 1-1: Estimation de la répartition en volume par secteur des déchets radioactifs existant fin 2010 en France (Source : http://www.andra.fr).

Les déchets radioactifs sont variés et leur classification repose sur deux paramètres : niveau de radioactivité et période radioactive. En fonction du mode de gestion, l'ANDRA (Agence Nationale pour la gestion des déchets radioactifs) a classifié les déchets radioactifs en quatre catégories (Figure 1-2). Les déchets de haute activité et à vie longue (HAVL) et de moyenne activité et à vie longue (MAVL) émettent pendant des durées pluri-séculaires ou pluri-millénaires des

rayonnements ionisants. Le mode de gestion de ces déchets doit donc permettre de les isoler de la biosphère pendant la durée nécessaire à la décroissance de leur radioactivité. Un des modes de gestion proposés dans certains pays est le stockage en couche géologique profonde.

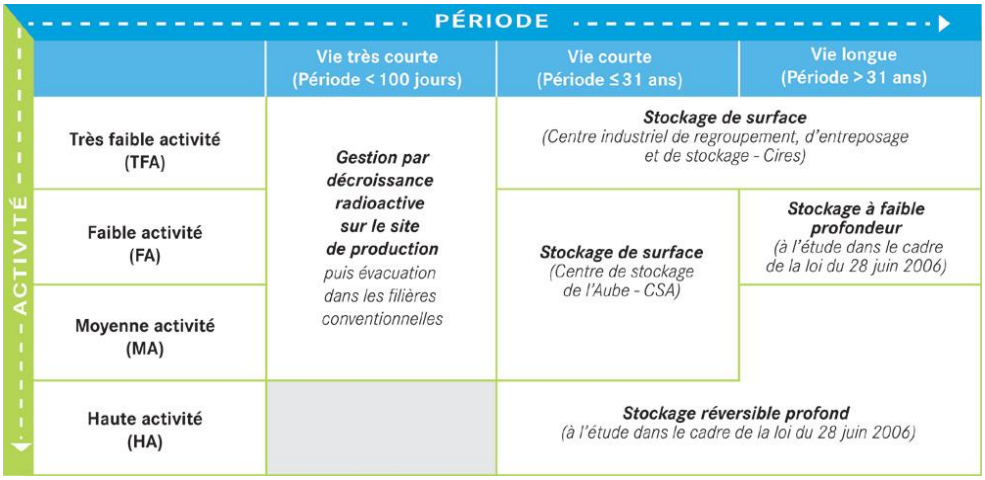

PÉRIODE
ACTIVITÉ
Vie très courte (Période < 100 jours)
Vie courte (Période ≤ 31 ans)
Vie longue (Période > 31 ans)
Très faible activité (TFA)
Faible activité (FA)
Moyenne activité (MA)
Haute activité (HA)
Gestion par décroissance radioactive sur le site de production puis évacuation dans les filières conventionnelles
Stockage de surface (Centre industriel de regroupement, d'entreposage et de stockage - Cires)
Stockage de surface (Centre de stockage de l'Aube - CSA)
Stockage à faible profondeur (à l'étude dans le cadre de la loi du 28 juin 2006)
Stockage réversible profond (à l'étude dans le cadre de la loi du 28 juin 2006)

Figure 1-2 : Classification des déchets radioactifs français en fonction de leur modes de gestion (Source : http://www.andra.fr).

Différentes formations géologiques hôtes sont actuellement à l'étude, ou en utilisation, dans le monde : tuf, granite, sel, argile raide, argilite, roche sédimentaire, par exemple (Figure 1-3). Le comportement de ces différents matériaux vis-à-vis des contraintes liées au stockage (température et présence d'eau notamment) conditionne la nature des barrières à mettre en place.

Figure 1-3 : Différents laboratoires souterrains (EURIDICE, 2010a).

Le stockage géologique est conçu pour retarder le relâchement et la migration des radioéléments sur une échelle de temps compatible avec leur période de décroissance. Les déchets sont isolés dans une couche stable, à grande profondeur et dans une infrastructure particulière. En réalité, une série de barrières est placée entre la biosphère et les déchets : une barrière naturelle (par exemple : la couche d'argile profonde) et plusieurs barrières ouvragées. Ces dernières se composent de suremballages en plusieurs couches étanches, de toutes sortes de matériaux de remblayage et de scellement et des galeries d'enfouissement. Toutes ces barrières contribuent à la sûreté par : (i) isolement des déchets radioactifs (l'argile ou, plus généralement, la roche hôte est la barrière principale pour la sûreté à long terme), (ii) confinement technique des déchets radioactifs, (iii) dispersion différée et étalée des radionucléides.

La formation hôte doit être suffisamment profonde, épaisse et géologiquement stable à très long terme. En réalité, l'argile profonde est idéale pour mettre les déchets radioactifs en dépôt final. Premièrement, elle est considérée pratiquement imperméable et l'eau n'y circule presque pas ; les matériaux de remblayage et de scellement de l'infrastructure de dépôt retardent l'arrivée d'eau. Deuxièmement, lorsque les radionucléides entrent en contact avec l'argile, ils se redistribuent entre les particules solides et l'eau interstitielle dans l'argile. Certains radionucléides s'accrochent à l'argile, et le reste se dissout dans l'eau. Comme la perméabilité dans l'argile est faible, il faudra donc énormément de temps pour que les radionucléides dissous ne s'échappent de la couche d'argile (Figure 1-4).

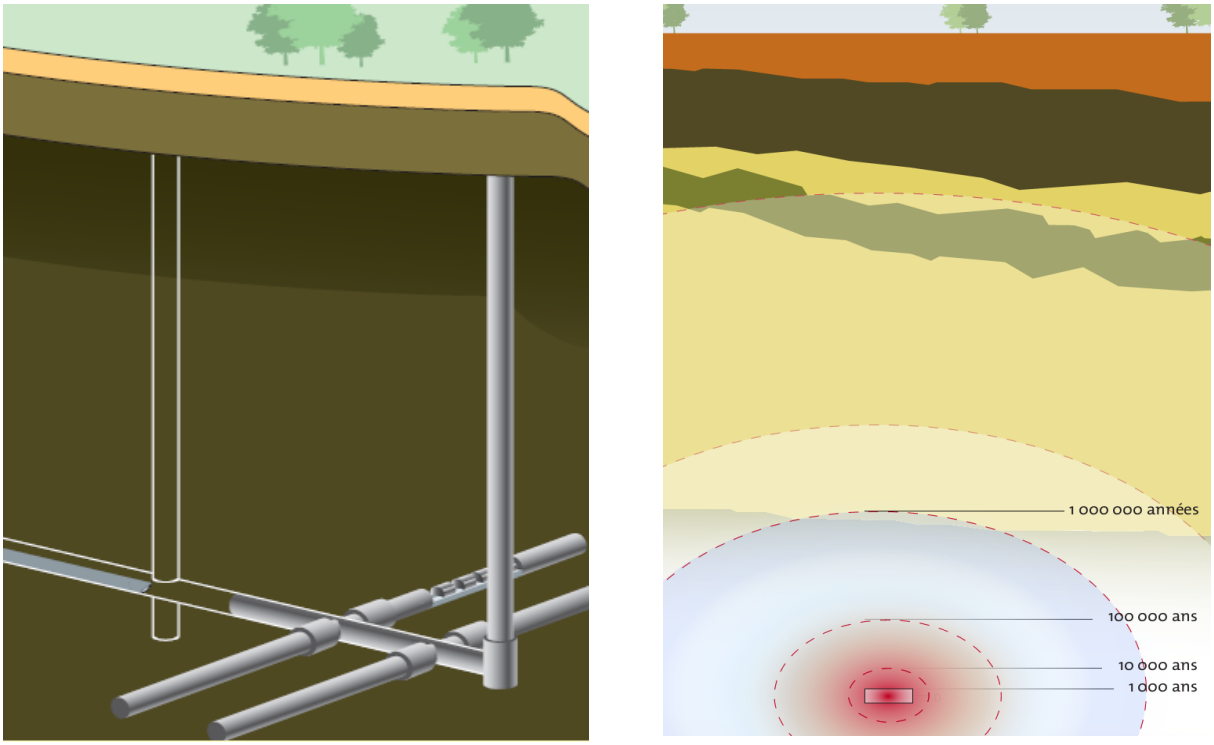


Figure 1-4 : Dépôt de déchets radioactifs en profondeur dans le sol garantissant la protection des personnes et de l'environnement à long terme (EURIDICE, 2010b).

1.1.2. Laboratoires de recherche souterrains (URLs)

Afin d'étudier le comportement thermo-hydro-mécanique de la formation hôte, plusieurs laboratoires de recherche souterrains sont construits, par exemple : deux laboratoires dans la formation d'argilite à Bure et Tournemire (France), laboratoire dans la formation d'argile raide à Mol (Belgique), laboratoire dans le granite à Grimsel (en Suisse), laboratoire dans le sel à Gorleben (en Allemagne) (Figure 1-3).

En France, suite à la loi Bataille en 1991, les études sont menées par l'ANDRA qui exploite le laboratoire de recherche souterrain de Meuse/Haute-Marne. Ce laboratoire est constitué d'un réseau de galeries souterraines à Bure dans une couche d'argilite Callovo-Oxfordienne (ou argilite de COx) située à environ 500 m de profondeur dans l'est du bassin parisien (Figure 1-5).

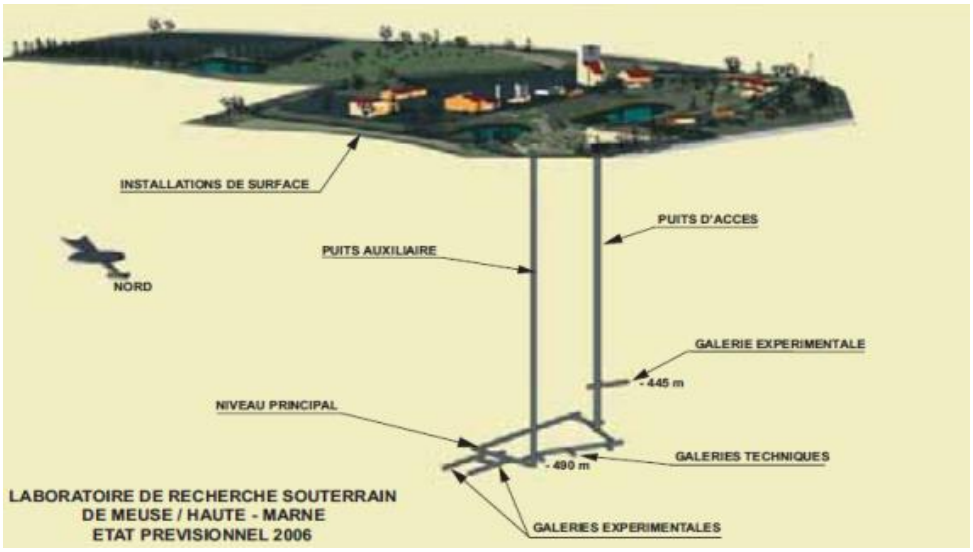


Figure 1-5 : Laboratoire souterrain à Bure, Meuse/Haute-Marne de l'ANDRA (ANDRA, 2005).

En Belgique, depuis 1974, le SCK-CEN (Centre d'étude de l'Energie Nucléaire) à Mol a lancé un programme de recherche sur la possibilité du stockage des déchets radioactifs dans des couches argileuses en profondeur. Dans ce contexte, le laboratoire souterrain HADES (High Activity Disposal Experimental Site) a été construit dans la couche d'argile de Boom, à une profondeur de 225 mètres par SCK-CEN (Figure 1-6 et Figure 1-7). Les phases de construction de ce laboratoire sont montrées sur la Figure 1-7. Les connaissances relatives au dépôt final sont échangées et évaluées au niveau international. Le laboratoire souterrain HADES est exploité par le GIE EURIDICE (European Underground Research Infrastructure for Disposal of nuclear waste in Clay Environment).

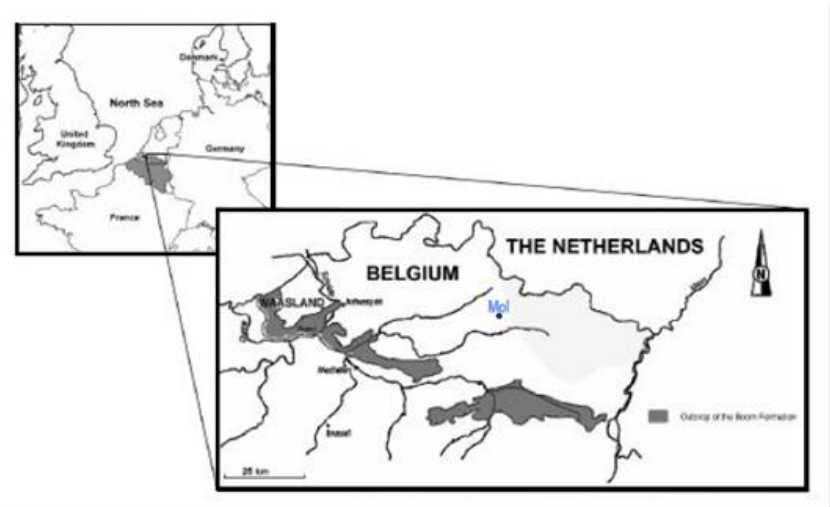


Figure 1-6 : Situation du site de Mol (Belgique). L'affleurement de l'argile de Boom est marqué en gris (De Craen et al., 2004).

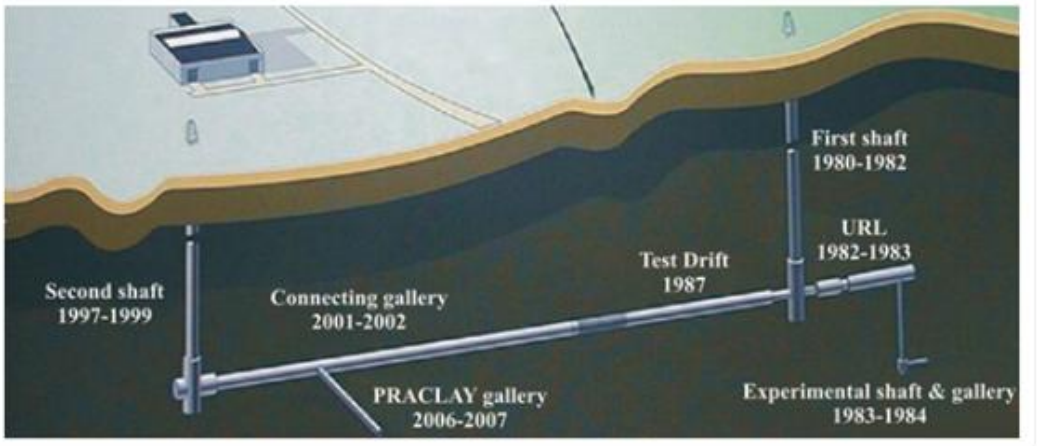


Figure 1-7 : Construction du laboratoire souterrain HADES (Bastiaens et al., 2007).

1.1.3. Exigences spécifiques pour l'argile de Boom

Pour un dépôt final dans la formation de l'argile de Boom, toute installation de dépôt doit vérifier au moins les deux conditions essentielles suivantes :

- Elle doit être le moins étendue possible dans sa dimension verticale et se situer autant que possible dans le plan médian de la formation hôte, de manière à maximiser l'épaisseur d'argile qui peut servir de barrière.
- Elle doit aussi perturber au minimum les propriétés de l'argile de Boom, de manière à ne pas nuire aux performances globales du système.

Les perturbations thermiques, chimiques, mécaniques ou encore hydrauliques induites dans la formation hôte par la présence d'un dépôt ont deux origines principales. Premièrement, les déchets mis en dépôt, dont certains émettent de grandes quantités de chaleur et de rayonnement, peuvent modifier les caractéristiques du champ proche. Deuxièmement, la construction du dépôt elle-même peut induire des perturbations mécaniques et géochimiques. La minimisation de ces perturbations nécessite donc une bonne compréhension de la compatibilité entre les différents matériaux mis en place et des différents phénomènes impliqués, particulièrement pour les phénomènes qui ont un impact sur les propriétés de migration de l'argile.

1.2. Vue globale des argiles raides

1.2.1. Argile de Boom

1.2.1.1. Situation et géologie

En tant que formation hôte candidate au stockage de déchets radioactifs en Belgique, l'argile de Boom a été étudiée depuis plus de 30 ans. La zone où l'argile de Boom se trouve aujourd'hui est approximativement le bassin de la Campine au Nord de la Belgique (Figure 1-8).

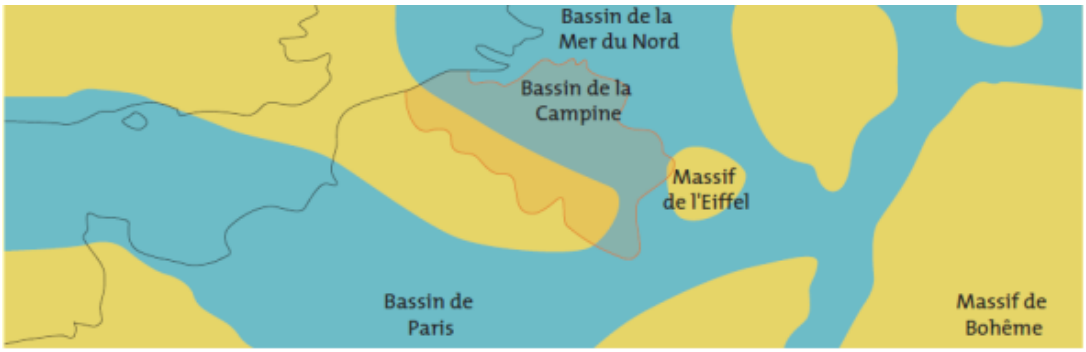
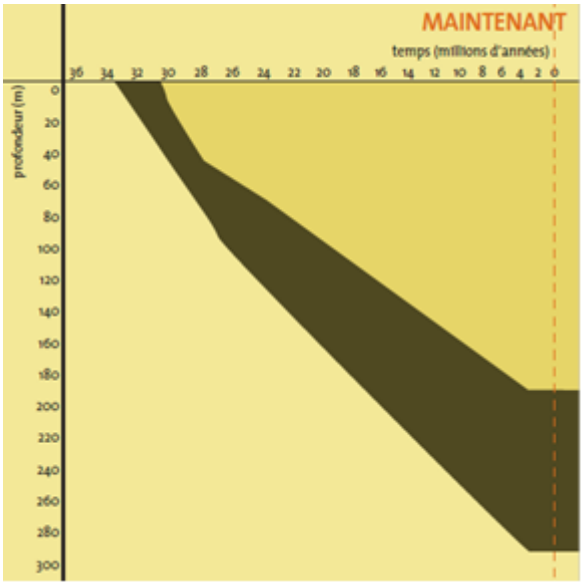


Figure 1-8 : Répartition de terre (jaune) et de mer (bleu) il y a environ 30 millions d'années. La Belgique actuelle était en grande partie immergée (EURIDICE, 2010c)

Après le dépôt d'argile, le bassin de la Campine a été recouvert pendant des millions d'années par d'autres sédiments, principalement du sable. L'argile de Boom fut ainsi poussée à des profondeurs de plus en plus importantes, entre 186m et 289 m (Wemaere et al., 2008). Il s'agit d'une couche homogène, d'épaisseur voisine de 100 m (Figure 1-9). Les géologues estiment que la couche d'argile restera encore dans son état actuel pendant au moins 1 million d'années. L'argile de Boom s'étend sur une très grande région. Il y a une zone d'affleurement qui est divisée en deux parties et qui a une forme de ceinture dont la largeur est de 5 km à 15 km : la partie à l'Ouest est localisée au nord des rivières Durme, Rupel et Dyle, et la partie à l'Est est située au Nord de la ligne Leuven-Tongeren. La discontinuité de la formation est liée à l'érosion d'une grande partie ou de l'ensemble des sédiments à certains endroits. L'épaisseur de l'argile de Boom dans la zone d'affleurement est d'environ 30-50 m (Wouters et Vandenberghe, 1994) mais toute la séquence stratigraphique n'apparait pas dans cette zone. Les forages ont démontré que la composition de la couche d'argile est quasiment identique partout (EURIDICE, 2010c).



System	Series	Stage	Age (Ma)
Neogene	Miocene	Aquitanian	younger
Paleogene	Oligocene	Chattian	23.03–28.4
		Rupelian	28.4–33.9
	Eocene	Priabonian	33.9–37.2
		Bartonian	37.2–40.4
		Lutetian	40.4–48.6
		Ypresian	48.6–55.8
	Paleocene	Thanetian	55.8–58.7
		Selandian	58.7–61.7
		Danian	61.7–65.5
Cretaceous	Upper	Maastrichtian	older

Figure 1-9 : Croissance d'épaisseur et de profondeur de la formation d'argile de Boom (gauche) (EURIDICE, 2010c) et Division de la période Paléogène(droite) (Cohen et al., 2013).

1.2.1.2. Stratification et lithographie

L'argile de Boom s'est déposée il y a 30 à 34 millions d'années dans une mer peu profonde et ouverte (voir le bassin Campine sur la Figure 1-8). Cette formation appartient à l'étage Rupélien (Mertens et al., 2003) - la première des deux subdivisions de l'époque de l'Oligocène qui s'étend entre 28,4 et 33,9 millions d'années (Figure 1-9). Cette couche est inclinée légèrement (± 1°) vers la direction Nord - Nord – Est. Ainsi, elle est quasiment horizontale.

Au niveau litho-stratigraphique, l'argile de Boom appartient au groupe Rupel avec trois formations : Voort, Eigenbilgen et Bilzen. Quatre membres de la formation de Boom à Mol ont été identifiés (L. Yu et al., 2013) : Belsele-Waas dont l'épaisseur est d'environ 15,9 m (argile limoneuse grise), Terhagen dont l'épaisseur est d'environ 15,6 m (argile grise pâle, contenant le moindre pourcentage de sable et de limon), Putte dont l'épaisseur est d'environ 46 m (argile foncée, riche en matière organique), Boeretang dont l'épaisseur est d'environ 25,1 m (encore dénommée « zone transitoire », riche en limon). Cette stratification est due à la variation de la granulométrie, des matières organiques et de la teneur en carbonates (Figure 1-10).

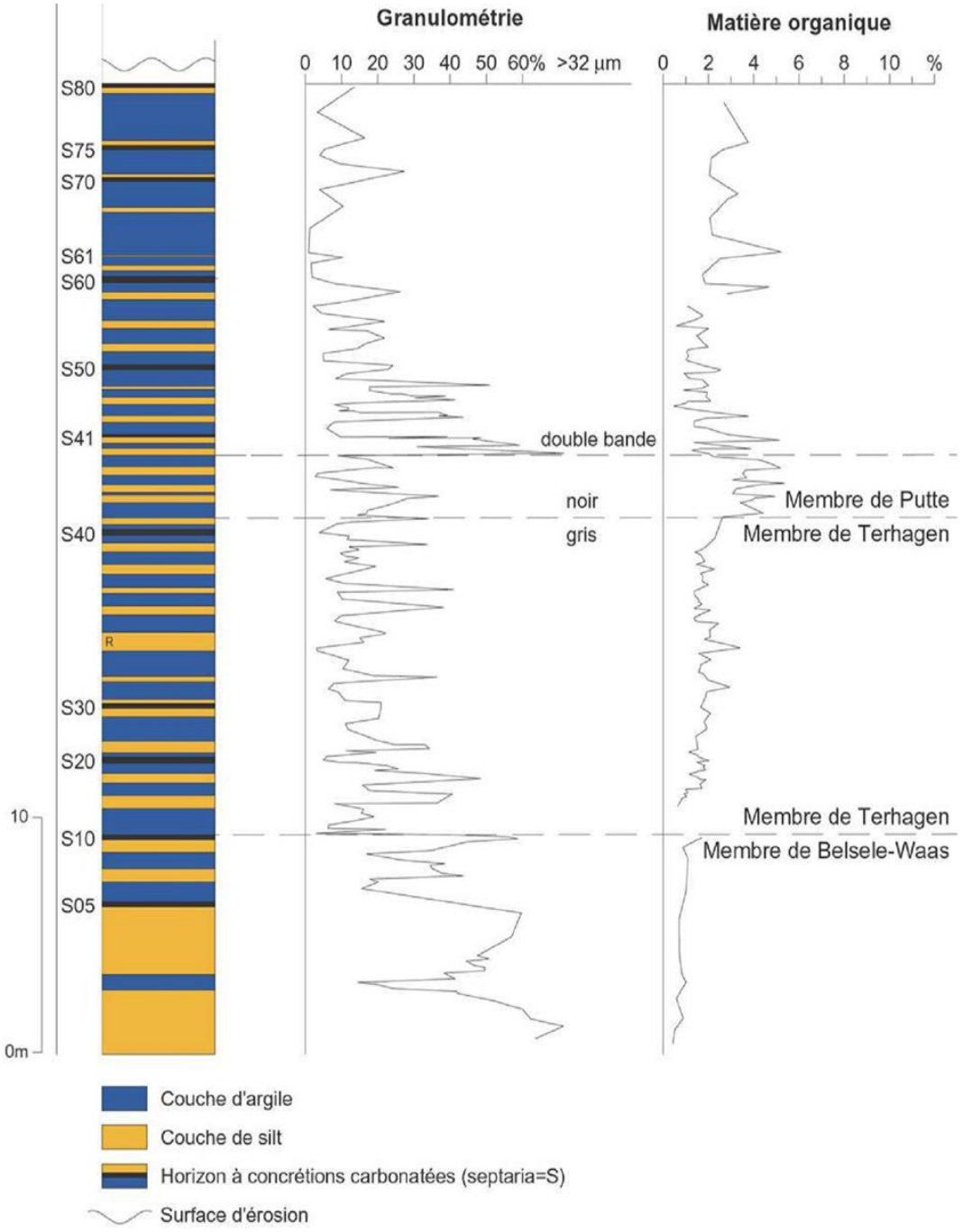


Figure 1-10 : Litho-stratigraphie de l'argile de Boom et variation de lithologie (ONDRAF, 2001).

En observant la litho-stratigraphie de l'argile de Boom (Figure 1-10), on voit facilement la structure en bandes argileuses et limoneuses. Une couche argileuse et une couche limoneuse alternent tous les 40 cm. L'analyse de la granulométrie des horizons argileux et limoneux montre que la taille maximale des grains des deux horizons est presque la même. Seule la distribution de la taille des

grains est différente : les horizons argileux contiennent moins de grains grossiers (>16 μm) que les horizons limoneux. Le pourcentage des grains grossiers le plus élevé se trouve au milieu et au bas des couches argileuses et limoneuses.

En outre, des litages noirs apparaissent dans l'argile de Boom. Ils sont présents dans la partie supérieure de l'argile. En conséquence, l'argile de Boom pourrait être divisée en une partie inférieure (argile grise) dont le pourcentage de matière organique est de 0,2 - 2%, et une partie supérieure (argile noire) dont le pourcentage de matière organique est de 0,5 - 5%. Les couches noires ne sont pas nombreuses et elles apparaissent toujours immédiatement au-dessus d'un horizon limoneux. Leur occurrence reflète une teneur en matières organiques plus élevée. Selon Vandenberghe (1978), les horizons noirs apparaissent à cause d'une participation importante de plantes terrestres qui sont superposées à des matières organiques d'origine marine. L'apparition des couches noires peut être expliquée par l'inondation et la destruction de la végétation côtière au cours de l'augmentation du niveau de la mer qui a créé un flux des matières organiques continentales.

Un des points particulier de la stratigraphie de l'argile de Boom est la présence d'horizons riches en calcaire dans lesquels des concrétions en carbonates de septaria apparaissent souvent. Les couches calcaires sont caractérisées par l'abondance et la diversité de macro- et micro-fossiles calcaires par rapport à la lithologie environnante. La position de ces couches calcaires ne semble pas être liée à la matière organique, ni à la taille de grains car elles apparaissent dans les deux types d'horizons : argileux et limoneux (Vandenberghe, 1978). Les concrétions de différents niveaux sont différentes dans leurs fréquences, dimensions, formes, degrés d'activité de la roche stérile et minéralogies. Par conséquent, leurs caractéristiques sont utilisées pour les corrélations litho-stratigraphiques. Au total, 25 horizons de concrétions ont été identifiés. Ils sont notés comme des horizons « S », par exemple S10, S20, etc. (Figure 1-10).

Une autre caractéristique de l'argile de Boom est la bande doublée et l'horizon rose (R). La bande doublée apparait dans la partie inférieure du membre Putte (Figure 1-10). L'horizon rose a environ 1 m d'épaisseur ; sa couleur est de rosé à brun rougeâtre et il apparait au centre du membre Terhagen.

1.2.1.3. Minéralogie

La minéralogie de l'argile de Boom a été étudiée par plusieurs auteurs. Selon le rapport interne d'EURIDICE (EURIDICE, 1988), l'argile de Boom est formée de 25% de minéraux grossiers (quartz, feldspath, pyrite, sidérite, glauconies) et de 75% d'argile. L'analyse de la diffraction aux rayons X (DRX) montre que la fraction argileuse a la composition suivante : smectite (54%), illite (23%), kaolinite (18%), chlorite (4%). Lima (2011) a montré que la minéralogie de l'argile de Boom est constituée principalement d'argile (75% en moyenne) avec de l'illite (20% - 30%), de la kaolinite (20% - 30%) et de la smectite (10% - 20%), le reste étant du quartz et feldspath (25%). Le Tableau 1-1 montre la minéralogie de l'argile de Boom étudiée par plusieurs auteurs. A partir de ce tableau, on constate que l'argile de Boom comporte principalement des minéraux d'argile dont le pourcentage est compris entre 30% et 70%. La variation des pourcentages des composants est due aux différences lithologique et stratigraphique de plusieurs unités identifiées (Romero, 1999). De plus, la différence du pourcentage entre ces études peut être due aux différentes méthodes de quantification utilisées et au nombre différent des échantillons considérés.

Tableau 1-1 : Minéralogie de l'argile de Boom.

Minéraux (%)	EURIDICE (1988)	Bernier et al. (1997)	ONDRAF (2001)	De Craen et al.(2004)	Volckaert et al. (2005)	TIMODAZ (2007)	Zeelmaekers et al. (2010)
Minéraux argileux	75	60	30-70	30-60	55	23-59	66.4
Illite	23	20-30	50	10-45	28		7.2
Kaolinite	18	20-30	10	5-20	6	5-15	8.3
Smectite	54	10-20	30	10-30	16	1-4	
Chlorite	4	5-20	5	0-5			3.9
Glauconite			3				
Minéraux non argileux	25						
Quartz		20	20	15-60		23-57	21
Calcite				1-5			4.2
Dolomite							
Pyrite		1-5	1-5	1-5		1-5	1.9
Feldspath		5-10	5-10	1-10		6-11	
Carbonate		1-5	1-5	1-5		1-5	
Matière organiques		1-5	1-3	1-5		1-5	

1.2.1.4. Propriétés physiques - géomécaniques

La majorité des études sur l'argile de Boom montre qu'il s'agit d'une argile plastique, raide, avec une conductivité hydraulique très faible et avec une certaine capacité de gonflement.

Selon Belanteur et al. (1997) et Lima (2011), la masse volumique des solides ρ_s est de 2,67 Mg/m^3. On a aussi trouvé d'autres valeurs variant entre 2,65 et 2,70 Mg/m^3 (Coll, 2005; Horseman et al., 1987; Romero, 1999). Dans cette étude, la valeur ρ_s = 2,67 Mg/m^3 est adoptée.

La contrainte verticale totale et la pression interstitielle au niveau du laboratoire HADES sont respectivement de 4,5 MPa et 2,2 MPa (Bastiaens et al., 2006a), définissant une contrainte verticale effective de 2,3 MPa. La valeur du coefficient de la pression des terres au repos K_0 (qui est le rapport entre les contraintes effectives horizontale et verticale) est déterminée par des essais en laboratoire et in-situ. Les mesures in-situ effectuées au laboratoire HADES par le pressiomètre, le dilatomètre, le pressiomètre auto-foreur (self-boring pressuremeter SPB), le test d'hydro-fracturation ou encore des analyses des contraintes dans le forage ont donné des valeurs de K_0 très dispersées, comprises entre 0,3 et 0,9 (Bernier et al., 2007, 2002). Les études au laboratoire a montré que la valeur de K_0 varie entre 0,5 et 0,8 (Henrion et al., 1984; Horseman et al., 1987). Le coefficient de sur-consolidation (OCR) est d'environ 2,4 (Coll, 2005).

Les paramètres physiques - géotechniques et les états de contraintes in-situ de l'argile de Boom sont montrés dans les Tableau 1-2 et Tableau 1-3. La densité sèche et la densité apparente montrent le degré de compaction du matériau. Pour l'argile de Boom, cette densité correspond à une porosité de 35% à 40%. La teneur en eau indiquée est déterminée à l'état saturé. En se basant sur le travail de François et al. (2009), Shaw (2010) a regroupé les propriétés déterminées dans onze études différentes et a remarqué que la perméabilité de l'argile de Boom varie entre 2×10^{-12} m/s et 5×10^{-12} m/s. L'effet de l'anisotropie n'est généralement pas mentionné, sauf dans l'étude de SCK-CEN (1997). Cet aspect sera discuté dans le paragraphe 1.3.6. L'angle de frottement de l'argile de Boom est d'environ 18° et sa cohésion est supérieure à 0,3 MPa. Le module élastique d'Young varie entre 200 MPa et 400 MPa et est en accord avec la porosité élevée et la rigidité faible par rapport à celles des argilites (argile d'Opalinus, par exemple).

Les propriétés géomécaniques de l'argile de Boom sont également considérées dans diverses études numériques, tenant compte de l'effet de la succion et de l'anisotropie inhérente. Dans le cas non saturé, la réponse du sol peut être décrite par le modèle de Barcelone (BBM). Le Tableau 1-4 montre les paramètres du modèle BBM (Alonso et al., 1990) pour l'argile de Boom proposés par Delahaye et

Alonso (2002). Les valeurs utilisées dans le projet européen TIMODAZ (2007) avec un modèle élastique non-linéaire et les paramètres de quelques modèles élasto-plastiques sont aussi donnés dans le Tableau 1-4. En ce qui concerne l'anisotropie inhérente, des paramètres ont été déterminés par Chen et al. (2011) et François et al. (2012) dans le cadre de simulations par la méthode des éléments finis utilisant le modèle de Drucker-Prager. Les valeurs utilisées pour valider ces modèles sont regroupées dans le Tableau 1-5 et Tableau 1-6.

Tableau 1-2 : Paramètres physiques et géotechniques de l'argile de Boom (modifié d'après Shaw, 2010).

Propriété	Unité	Bernier et al. (2007)	Bastiaens et al. (2006)	Mertens et al. (2004)	Belanteur et al. (1997)	Dehandschutter et al. (2005)	Delage et al. (2000)	Gens et al. (2007)	Laloui (1993)	Baldi et al. (1991, 1987)	SCK-CEN (1997)	TIMODAZ (2007)
ρ_{sat}	Mg/m³			1.9-2.1							1.9-2.1	
ρ_{dry}	Mg/m³					1.9		1.61-1.78		1.9		
n	%	39	39	36-40		35	40	>30		37.5	33-40	
ρ_s	Mg/m³				2.67							
w_{nat}	%		30-40	19-24		25-30	24-30	>9.5			22-27	
S_r	%										95-100	
w_L	%				59-76	70				66.6	70-83	
w_P	%				22-26	25					25-28	
k_H	10^{-12} m/s	2.0-4.0	1				2.5-3.5	2.0-5.0			4	
k_V	10^{-12} m/s	2.0-4.0	1				2.5-3.5	2.0-5.0			2	
ϕ'	°	18		11		18			19.5			18-35
c'	MPa	0.3	0.5-1	0.396							0.6-1.2	0.3
ψ	°	0-10							23			
UCS	MPa	2	2	2.2-2.8				2				
E	MPa	300	200-400	200-400				200-400	330			300
ν	-	0.125	0.4-0.45	0.4		0.4			0.134			

(ρ_{sat} : densité apparente, ρ_{dry} : densité sèche, n : porosité, ρ_s : densité des graines solides, w_{nat} : teneur en eau naturelle, S_r : degré de saturation, w_L : limite de liquidité, w_P : limite de plasticité, k_H : conductivité hydraulique horizontale, k_V : conductivité hydraulique verticale, ϕ' : angle de frottement interne, c' : cohésion, ψ : angle de dilatance, UCS : résistance à la compression simple, E : module d'Young, ν : coefficient de Poisson).

Tableau 1-3 : Paramètres physiques et géotechniques de l'argile de Boom (modifié d'après Shaw, 2010).

Propriété	Unité	Bernier et al. (2007)	Bastiaens et al. (2006)	Bernier et al. (2002)	Horseman et al. (1987)	Mertens et al. (2004)	Horseman et al. (1993)	Delage et al. (2000)	SCK-CEN (1997)	Delahaye et Alonso (2002)	TIMODAZ (2007)
K_0	-	1	1	0.3-0.9	0.5-0.8	1	0.8	0.8-1.0			
OCR	-	2.4	2.4		2.4						2.05-2.64
σ_v	MPa	4.5	4.5			4.6			4.6		
σ'_v	MPa	2.25	2.3		2.5	2.4		2.45			
p_w	MPa	2.25	2.2			2.2					
p'_0	MPa	5.4			6					6	5.0-6.0

(K_0 : coefficient de terre au repos, OCR: coefficient de sur-consolidation, σ_v : contrainte verticale totale, σ'_v : contrainte verticale effective, p_w : pression interstitielle, p'_0 : pression de pré-consolidation).

Tableau 1-4 : Paramètres élasto-plastiques pour l'argile de Boom (modifié d'après Shaw, 2010).

Paramètre	Symbole	Unité	Delahaye et Alonso (2002)	TIMODAZ (2007)
Compressibilité volumique élastique versus la contrainte moyenne	κ	-	0.0265	0.130 - 0.046
Compressibilité volumique élastique versus la succion	κ_S	-	0.0322	
Coefficient de poison	ν	-	0.333	
Compressibilité volumique élasto-plastique	$\lambda(0)$	-	0.26	0.130 - 0.178
Paramètre pour définir la courbe LC	r	MPa^{-1}	0.564	
	β	-	54.4	
Paramètre pour définir l'augmentation de la rigidité en fonction de la succion	k	-	0.1	
Contrainte de référence	p_c	MPa	0.06	
Pente de la ligne d'état critique	M	-	1	
Potentiel plastique	α	-	0.396	
Pression de pré-consolidation	P_0^*	MPa	6	5.0 - 6.0
Indice de vides initial	e_0	-	0.588	

Tableau 1-5 : Paramètres THM pour l'argile de Boom (modifié d'après Chen et al., 2011).

Modèle utilisé	Drucker-Prager			Cam-Clay
	Isotrope	Anisotrope	Anisotrope	Isotrope
Paramètres mécaniques (MPa)	$E_h = 300$	$E_h = 700$	$E_h = 1400$	$P_0^* = 6$
	$E_v = 300$	$E_v = 350$	$E_v = 700$	
	$G_v = 133.3$	$G_v = 140$	$G_v = 280$	
	$\nu_{hh} = 0.125$	$\nu_{hh} = 0.25$	$\nu_{hh} = 0.25$	$\kappa = 0.025$
	$\nu_{vh} = 0.125$	$\nu_{vh} = 0.125$	$\nu_{vh} = 0.125$	$\lambda = 0.13$
Conductivité thermique (W/(m.K))	$\lambda_h = 1.35$	$\lambda_h = 1.65$	$\lambda_h = 1.65$	$\lambda_h = 1.35$
	$\lambda_v = 1.35$	$\lambda_v = 1.31$	$\lambda_v = 1.35$	$\lambda_v = 1.35$
Perméabilité intrinsèque ($x10^{-19}$ m^2)	$k_h = 4$	$k_h = 4$	$k_h = 4$	$k_h = 4$
	$k_h = 4$	$k_h = 2$	$k_h = 2$	$k_h = 4$
Pression interstitielle initiale (MPa)	2.25	2.25	3.825	2.25
Contrainte initiale (MPa)	$\sigma_h = 4.5$	$\sigma_h = 3.825$	$\sigma_h = 3.825$	$\sigma_h = 4.5$
	$\sigma_v = 4.5$	$\sigma_v = 4.5$	$\sigma_v = 4.5$	$\sigma_v = 4.5$
Température initiale (°C)	16.5			

Tableau 1-6 : Paramètres géo-mécaniques utilisés dans le modèle Drucker-Prager isotrope et anisotrope pour l'argile de Boom (modifié d'après François et al., 2012).

Caractéristiques géomécaniques	Symbole	Drucker-Prager	
		Isotrope	Anisotrope
Module d'Young (MPa)	$E_{//}$	300	400
Module d'Young (MPa)	$E_{\perp}$	300	200
Coefficient de Poisson	$\nu_{////}$	0.125	0.125
Coefficient de Poisson	$\nu_{//\perp}$	0.125	0.125
Module de cisaillement (MPa)	$G_{//\perp}$	133 (*)	178
Cohésion initiale (MPa)	c'_{i}	300	255 (0°)
			240 (45°)
			330 (90°)
Cohésion finale (MPa)	c'_{f}	100	85 (0°)
			80 (45°)
			110 (90°)
Paramètre de radoucissement (-)	B_{c}	0.01	0.01
Angle de frottement initial (°)	ϕ'_{i}	5	5
Angle de frottement final (°)	ϕ'_{f}	18	18
Paramètre d'écrouissage (-)	B_{p}	0.01	0.01
Angle de dilatance (°)	ψ	0	0

(*) : Déduit de E et ν

1.2.2. Comparaison des caractéristiques des argiles raides

Dans cette partie, plusieurs matériaux de type d'argile raide ou d'argilite sont comparés en termes de localisation, propriétés géométriques et géologiques ou géomécaniques. Les matériaux considérés sont : l'argile de Boom à Mol et à Essen, l'argilite du Callovo-Oxfordien (argilite de COx) à Bure, l'argile d'Opalinus à Mont Terri et à Benken, l'argilite de Tournemire, l'argile de Londres à Bradwell, l'argile Yprésienne à Kallo. La localisation des sites considérés est montrée sur la Figure 1-11. On remarque que tous les sites se trouvent au centre de l'Europe. Les propriétés géologiques et géométriques sont montrées dans le Tableau 1-7. Ces sites, sauf le site à Kallo, sont étudiés dans le cadre du projet CLAYTRAC (Mazurek et al., 2009).

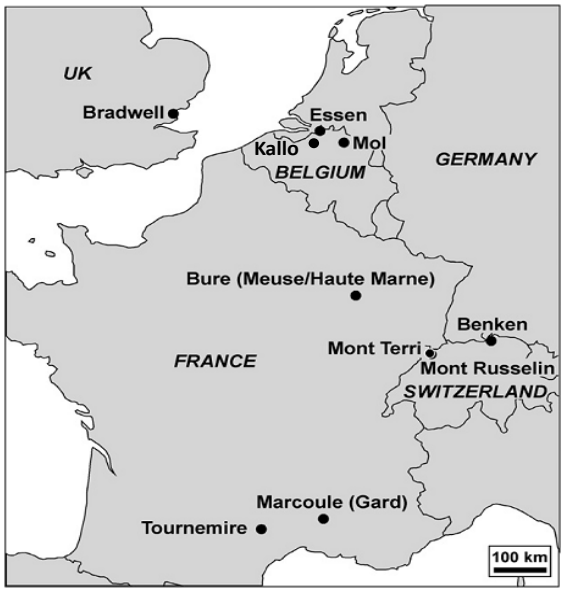


Figure 1-11 : Localisation des sites considérés (modifiée d'après Mazurek et al., 2011).

Selon le Tableau 1-7, la formation de l'argile de Boom à Mol et à Essen est la plus jeune (environ 30 millions d'années) parmi les formations considérées. Le voisin de l'argile de Boom selon l'âge est l'argile Yprésienne et l'argile de Londres, qui se trouvent à l'époque Eocène (50 millions d'années). Les âges de l'argilite de Bure et de l'argile d'Opalinus à Mont Terri sont assez proches et légèrement plus élevés que l'âge de l'argilite de COx.

Quelques propriétés physiques et géomécaniques des argiles raides (argile de Boom, argile de Londres, argile Yprésienne) et des argilites (argile d'Oplalinus, argilite de COx) sont présentées dans le

Tableau **1-8**. La densité des argilites est plus grande que celle des argiles raides, en bon accord avec la perméabilité moins élevée et du module élastique (E) plus grand des argilites. Notons que les caractéristiques de chaque matériau dans ce tableau présente une grande variabilité parce qu'elles sont issues de plusieurs sites géographiques différents. Plus de précisions sur les propriétés des argiles raides de quelques sites concrets sont présentés dans le cadre du projet TIMODAZ (Tableau 1-9).

Tableau 1-7 : Propriétés géologiques et géométriques des sites considérés (modifié d'après Mazurek et al., 2011, ONDRAF, 2005).

Site	Stratigraphie de faible perméabilité	Age (Ma)
Argilite de COx à Bure	63 m de roche calcaire;**130 m d'argilite de COx**; 63 m de roche calcaire	Fin Triasique – fin Jurassique (165 – 158)
Argile d'Opalinus à Benken	54 m de roche calcaire ± marne; 88 m d'argilite, marne ± grès, roche calcaire; **113 m d'argile d'Opalinus**; 57 m marne, grès fins, schiste ± autre lithologie	Fin Triasique – fin Jurassique (220 – 158)
Argile d'Opalinus à Mont Terri	14 m roche calcaire; **160 m d'argile d'Opalinus**; 45 m de schiste liasique	Début/milieu Jurassique (177 – 170)
Argilite de Toarcian-Domerian à Tournemire	**257 m d'argilite Toarcian-Domerian**	Début Jurassique (186 – 176)
Argile de Boom à Mol	**103 m d'argile de Boom**	Oligocène (32 – 29)
Argile de Boom à Essen	**127 m d'argile de Boom**	Oligocène (32 – 29)
Argile de Londres à Bradwell	**46 m de l'argile de Londres**	Eocène (55 – 49)
Argile Yprésienne à Kallo	**114 m de l'argile Yprésienne**	Eocène (55 – 49)

Tableau 1-8 : Propriétés physiques et géomécaniques de quelques argiles raides et argilites (modifié d'après Gens, 2012; Lima, 2011; Nishimura, 2005; ONDRAF, 2005; Pina, 2011).

	Argilite de COx	Argile d'Opalinus	Argile de Boom	Argile de Londres	Argile Yprésienne
Densité sèche (Mg/m^3)	2.21 - 2.33	2.22 - 2.33	1.61 - 1.78	1.55 - 1.72	1.55 – 1.6
Teneur en calcite (%)	23 - 42	6 - 22	0 - 3	<2	---
Porosité (%)	11 - 16	11 - 14	35 - 40	35 - 42	42 - 44
Teneur en eau (%)	< 6.5	4 - 8	20 - 30	20 - 28	21 - 33
Teneur en argile (%)	50 - 65	45 - 55	40 - 70	42 - 59	45
Limite de liquidité (%)	21 - 25	21 - 25	55 - 80	60 - 80	55 - 158
Limite de plasticité (%)	11 - 19	13 - 17	32 - 51	35 - 45	25 - 44
Module d'Young (MPa)	3600 - 8500	4000-10000	200 - 400	100 - 300	18 - 86
Résistance en compression simple (MPa)	10 - 16	8 - 22	2 – 2.8	0.3 – 0.7	0.5 - 2
Perméabilité (m/s)	$0.7\text{-}5x10^{-13}$	$0.5\text{-}5x10^{-13}$	$2\text{ -}5x10^{-12}$	$0.5\text{-}10x10^{-10}$	$0.5\text{-}100x10^{-12}$

Tableau 1-9 : Propriétés physiques et géomécaniques de l'argile de Boom à Mol, de l'argile d'Opalinus à Mont Terri et à Zücher Weinland et de l'argilite du COx à Bure (Li, 2008).

Caractéristiques géomécaniques	Argile de Boom à Mol	Argile d'Opalinus		Argilite de COx
		Mont Terri	Zürcher Weinland	
Porosité n (-)	0.39	0.16	0.12	0.11 - 0.17
Conductivité hydraulique k x 10^{-12} (m/s)	2 - 4	0.08 – 0.2	0.02 – 0.1	< 1
Contrainte totale verticale initiale σ_v (MPa)	4.5	6-7	15.9	11
Contrainte totale horizontale initiale σ_H, σ_h (MPa)	4.5 (?)	2-3 / 4-5	22.6 / 15.1	11.0 - 15.4
Pression interstitielle initiale u_w (MPa)	2.25	1-2	6-7	4.5
Module d'Young E' (GPa)	0.3	6/3	10.5/5	6
Coefficient de Poisson ν' (-)	0.125	0.24	0.27/0.25	0.3
Résistance de compression axiale σ'_c (MPa)	2	10-16	30/6	24
Résistance de tension axiale σ'_t (MPa)	faible	1/0.5	2.7/1.2	2.6
Cohésion c' (MPa)	0.3	3/1	7/1.5	8.5
Angle de frottement ϕ' (°)	18	24	20-25	22

1.3. Comportement anisotrope des argiles raides et argilites

1.3.1. Notion de l'anisotropie

La plupart des argiles naturelles ont un comportement anisotrope, c'est-à-dire qu'une même sollicitation appliquée dans deux directions différentes produit des effets différents (Magnan et Mestat, 1997). En général, les caractéristiques mécaniques du sol (notamment de l'argile) telles que la résistance, la rigidité, la perméabilité sont reconnues comme étant anisotropes.

Dans cette étude, l'anisotropie est considérée comme étant due à l'orientation des feuillets argileux du matériau, encore dénommée « isotropie transversale » dont l'axe de symétrie est généralement vertical. L'anisotropie du sol ainsi que son importance dans le domaine géotechnique sont bien connues aujourd'hui grâce à des essais et des analyses. Parmi les études existantes, l'étude réalisée par Arthur et ses collègues (Arthur et Menzies, 1972; Arthur et Phillips, 1975; Arthur et al., 1980, 1977) et l'observation microscopique par Oda (1972) sur le sable sont souvent citées comme les études pionnières en laboratoire.

Le comportement mécanique des matériaux naturellement déposés est reconnu comme étant anisotrope suite à la formation d'une microstructure anisotrope au cours de la sédimentation. Tavenas et Leroueil (1977), Ohtsuki et al. (1981), Leroueil et Vaughan (1990) ont montré que la forme de la surface de charge d'une argile sur-consolidée et d'une roche molle indique l'anisotropie du matériau. Les propriétés mécaniques du sable, de l'argile et des roches stratifiés dépendent aussi des directions au niveau de la relation contrainte-déformation et au niveau des modes de rupture (Boehler et Sawczuk, 1977). Une réponse mécanique dépendant de l'orientation du plan privilégié de l'isotropie transversale a été observée. Une autre étude sur la déformation et les caractéristiques concernant la rigidité d'une roche orientée a été également effectuée par Lo et Hori (1979). Dans ces études, le comportement des roches tendres a été analysé dans le cadre de la théorie de l'élasticité isotrope transversale.

L'anisotropie du sol concerne aussi de nombreux aspects des problèmes géotechniques, par exemple, la stabilité de la pente des digues (Law, 1978; Lo, 1965) et la résistance au cisaillement des sols (Davis et Christian, 1971; Meyerhof, 1978). Les analyses par la méthode des éléments finis ont confirmé l'importance de la considération de l'anisotropie dans de nombreux types d'applications géotechniques (Potts et Zdravkovic, 2001). Les résultats expérimentaux obtenus sont utilisés pour déterminer des paramètres dans les modèles du comportement anisotrope et pour confirmer les résultats obtenus par analyse inverse. Par exemple, la stabilité d'une digue dans des dépôts d'argile tendre a été analysée avec le modèle MIT-E3 qui simule l'anisotropie de la résistance au cisaillement (Zdrakovic et al., 2002). Les paramètres ont été déterminés à partir des essais triaxiaux de compression, d'extension et de cisaillement direct.

Le rôle de l'anisotropie a été aussi étudié pour le sable. Par exemple, Siddiquee et al. (1999) ont montré le désaccord entre les résultats de la résistance au pic expérimentaux et numériques. Cette différence est partiellement expliquée par l'anisotropie, en plus d'autres phénomènes comme la rupture progressive, la non-linéarité du comportement avant la rupture.

L'anisotropie de la rigidité aux petites déformations a également attiré l'attention des chercheurs ces dernières années. Un exemple typique est le domaine des tunnels. Certaines études ont indiqué que la profondeur et la largeur du tunnel sont fortement influencées par l'anisotropie de la rigidité aux petites déformations (Lee et Rowe, 1989; Simpson et al., 1996). Cette question est controversée car certains contre-arguments sont aussi présentés (Addenbrooke et al., 1997; Gunn, 1993; Potts et Zdravkovic, 2001) : l'anisotropie n'influence peut-être pas le tassement de façon significative.

Néanmoins, l'anisotropie de la rigidité doit être étudiée comme une source potentielle d'incertitude dans l'analyse du tunnel.

1.3.2. Elasticité linéaire anisotrope

L'anisotropie du comportement des matériaux a été plus étudiée dans le cadre de l'élasticité que dans le cadre de la plasticité. Autrefois, on a supposé généralement dans les analyses théoriques du comportement des sols que les propriétés du sol sont isotropes. Cependant, il y a beaucoup de sols naturels pour lesquelles cette hypothèse n'est pas valable.

Dans la théorie de l'élasticité linéaire, on adopte les hypothèses suivantes (Debard, 2011) :

- le matériau est homogène (il a les mêmes propriétés en tout point) ;
- le comportement du matériau est linéaire (les relations entre les contraintes et les déformations sont linéaires) et élastique (le matériau reprend sa forme initiale dès que les forces appliquées sont supprimées).

1.3.2.1. Loi de Hooke pour un solide anisotrope

La loi de Hooke est revisitée pour un matériau anisotrope par Kelly (2013) et Vannucci (2005). Considérons l'équation de la loi de Hooke généralisée qui établit la linéarité entre les composantes de la contrainte (σ) et celles (ε) de la déformation (équation (0.0)) :

$$\sigma_{ij} = E_{ijkl}\varepsilon_{kl} \tag{0.0}$$

où $\boldsymbol{E}_{\mathrm{ijkl}}$ est le tenseur d'élasticité d'ordre 4 (Lekhnitskii, 1963). Notons que dans cette partie, pour simplifier l'écriture, σ peut représenter la contrainte dans un milieu non-poreux ou la contrainte effective dans le cas d'un matériau poreux.

Chaque élément du sol devrait être équilibré sous l'action de son poids propre et des forces transmises par des éléments contigus. Supposons un système de coordonnées cartésiennes en 3 dimensions avec l'axe vertical y et deux axes horizontaux *x* et *z* (Figure 1-12) :

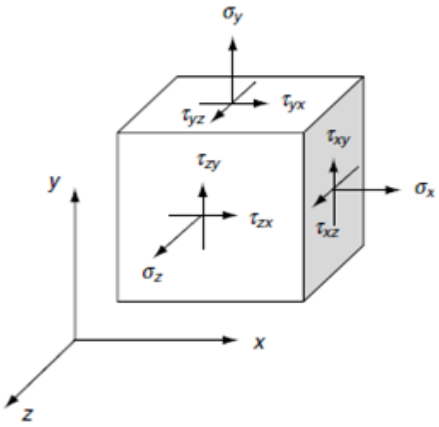


Figure 1-12 : Composantes des contraintes (*x*, *y*, *z* sont des coordonnées cartésiennes).

Pour le tenseur de contrainte, on introduit la notation suivante (de Voigt) :

$$\underline{\underline{\sigma}} = \begin{pmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{pmatrix} \rightarrow \underline{\sigma} = \begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{yz} = \sigma_{zy} \\ \sigma_{xz} = \sigma_{zx} \\ \sigma_{xy} = \sigma_{yx} \end{pmatrix} \tag{0.0}$$

De même, pour le tenseur des déformations :

$$\underline{\underline{\varepsilon}} = \begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{pmatrix} \rightarrow \underline{\varepsilon} = \begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{yz} = 2\varepsilon_{yz} = 2\varepsilon_{zy} \\ \gamma_{xz} = 2\varepsilon_{xz} = 2\varepsilon_{zx} \\ \gamma_{xy} = 2\varepsilon_{xy} = 2\varepsilon_{yx} \end{pmatrix} \tag{0.0}$$

Dans le cas général, il y a 81 composantes élastiques. Par contre, la symétrie de $\boldsymbol{\varepsilon}$ et de $\boldsymbol{\sigma}$ impose les symétries mineures des indices des modules élastiques :

$$E_{ijkl} = E_{klij} = E_{jikl} = E_{jilk} = E_{ijlk} \tag{0.0}$$

Cela réduit le nombre des composantes à 36 modules. La loi de Hooke s'écrit donc :

$$\begin{pmatrix} \sigma_1 = \sigma_{xx} \\ \sigma_2 = \sigma_{yy} \\ \sigma_3 = \sigma_{zz} \\ \sigma_4 = \sigma_{yz} \\ \sigma_5 = \sigma_{xz} \\ \sigma_6 = \sigma_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & C_{14} & C_{15} & C_{16} \\ C_{21} & C_{22} & C_{23} & C_{24} & C_{25} & C_{26} \\ C_{31} & C_{32} & C_{33} & C_{34} & C_{35} & C_{36} \\ C_{41} & C_{42} & C_{43} & C_{44} & C_{45} & C_{46} \\ C_{51} & C_{52} & C_{53} & C_{54} & C_{55} & C_{56} \\ C_{61} & C_{62} & C_{63} & C_{64} & C_{65} & C_{66} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_1 = \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_2 = \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_3 = \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_4 = 2\varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_5 = 2\varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_6 = 2\varepsilon_{xy} \end{pmatrix} \quad (0.0)$$

Lorsque l'énergie de déformation est dérivée par la déformation, cela donnera la contrainte :

$$\frac{\partial u}{\partial \varepsilon_{ij}} = \sigma_{ij} \quad (0.0)$$

A partir des équations (0.0) et (0.0), on a :

$$\frac{\partial}{\partial \varepsilon_{xy}} \left(\frac{\partial u}{\partial \varepsilon_{xx}} \right) = \frac{\partial}{\partial \varepsilon_{xy}} (\sigma_{xx}) = C_{16} \quad (0.0)$$

$$\frac{\partial}{\partial \varepsilon_{xx}} \left(\frac{\partial u}{\partial \varepsilon_{xy}} \right) = \frac{\partial}{\partial \varepsilon_{xx}} (\sigma_{xy}) = C_{61} \quad (0.0)$$

Comme l'ordre de dérivation partielle dans les deux cas ci-dessus n'est pas important, on a : C_{16} = C_{61}

En continuant la même procédure pour les composantes restantes de la matrice ***E***, on trouve facilement qu'il y a 15 symétries majeures et 21 modules indépendants. Ainsi, l'équation (0.0) devient :

$$\begin{pmatrix} \sigma_1 = \sigma_{xx} \\ \sigma_2 = \sigma_{yy} \\ \sigma_3 = \sigma_{zz} \\ \sigma_4 = \sigma_{yz} \\ \sigma_5 = \sigma_{xz} \\ \sigma_6 = \sigma_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & C_{14} & C_{15} & C_{16} \\ & C_{22} & C_{23} & C_{24} & C_{25} & C_{26} \\ & & C_{33} & C_{34} & C_{35} & C_{36} \\ & & & C_{44} & C_{45} & C_{46} \\ & & & & C_{55} & C_{56} \\ & & & & & C_{66} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_1 = \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_2 = \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_3 = \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_4 = 2\varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_5 = 2\varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_6 = 2\varepsilon_{xy} \end{pmatrix} \quad (0.0)$$

La déformation ε_{ij} peut être exprimée en fonction de la contrainte σ_{ij} :

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_1 = \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_2 = \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_3 = \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_4 = 2\varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_5 = 2\varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_6 = 2\varepsilon_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} S_{11} & S_{12} & S_{13} & S_{14} & S_{15} & S_{16} \\ & S_{22} & S_{23} & S_{24} & S_{25} & S_{26} \\ & & S_{33} & S_{34} & S_{35} & S_{36} \\ & & & S_{44} & S_{45} & S_{46} \\ & & & & S_{55} & S_{56} \\ & & & & & S_{66} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_1 = \sigma_{xx} \\ \sigma_2 = \sigma_{yy} \\ \sigma_3 = \sigma_{zz} \\ \sigma_4 = \sigma_{yz} \\ \sigma_5 = \sigma_{xz} \\ \sigma_6 = \sigma_{xy} \end{pmatrix} \quad (0.0)$$

1.3.2.2. Elasticité linéaire orthotrope

Un matériau dit orthotrope possède trois plans orthogonaux de symétrie et les propriétés mécaniques sont donc différentes selon chaque axe. La symétrie inhérente à ce type de matériau réduit le nombre des composantes indépendantes élastiques.

Considérons dans l'espace *x*, *y*, *z* un élément d'un matériau orthotrope qui subit une déformation de cisaillement ε_6 (ε_{xy}) et -ε_6 (-ε_{xy}) (Figure 1-13) :

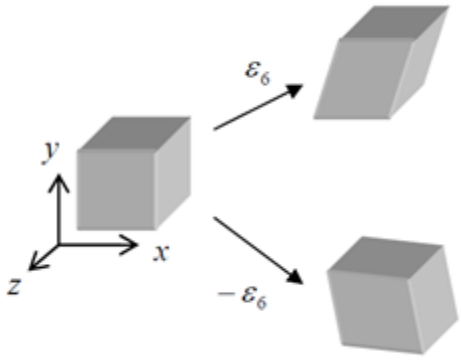


Figure 1-13 : Elément du matériau orthotrope (Kelly, 2013).

Les contraintes suite à la déformation ε_6 sont (Figure 1-14a):

$$\begin{aligned} &\sigma_1 = C_{16}\varepsilon_6 \ ; \ \sigma_2 = C_{26}\varepsilon_6 \ ; \ \sigma_3 = C_{36}\varepsilon_6 \\ &\sigma_4 = C_{46}\varepsilon_6 \ ; \ \sigma_5 = C_{56}\varepsilon_6 \ ; \ \sigma_6 = C_{66}\varepsilon_6 \end{aligned} \quad (0.0)$$

Les contraintes suite à la déformation (-ε_6) sont (Figure 1-14b) :

$$\begin{aligned} &\sigma_1^{'} = -C_{16}\varepsilon_6 \ ; \ \sigma_2^{'} = -C_{26}\varepsilon_6 \ ; \ \sigma_3^{'} = -C_{36}\varepsilon_6 \\ &\sigma_4^{'} = -C_{46}\varepsilon_6 \ ; \ \sigma_5^{'} = -C_{56}\varepsilon_6 \ ; \ \sigma_6^{'} = -C_{66}\varepsilon_6 \end{aligned} \quad (0.0)$$

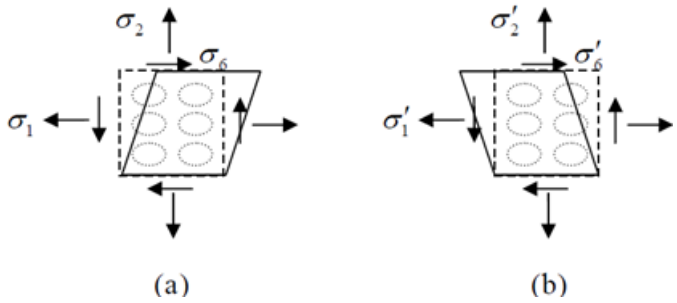


Figure 1-14 : Contrainte d'un élément sous : (a) une déformation positive, (b) : une déformation négative (Kelly, 2013).

Grâce à la symétrie du matériau, les contraintes induites par ε_6 et celles par (-ε_6) sont égales :

$$\begin{aligned} &\sigma_1 = \sigma_1^{'};\ \sigma_2 = \sigma_2^{'};\ \sigma_3 = \sigma_3^{'};\\ &\sigma_4 = \sigma_4^{'};\ \sigma_5 = \sigma_5^{'};\ \sigma_6 = -\sigma_6^{'}; \end{aligned} \qquad (0.0)$$

A partir des équations (0.0), (0.0), et (0.0), on a :

$$C_{16} = C_{26} = C_{36} = C_{46} = C_{56} = 0 \qquad (0.0)$$

De même, en considérant les déformations de cisaillement dans les deux autres plans, on peut démontrer :

$$\begin{aligned} &avec\ \varepsilon_5 : C_{15} = C_{25} = C_{35} = C_{45} = 0\\ &avec\ \varepsilon_4 : C_{14} = C_{24} = C_{34} = 0 \end{aligned} \qquad (0.0)$$

La matrice de rigidité est réduite à 9 composants indépendants (équation (0.0)):

$$\begin{pmatrix} \sigma_1 = \sigma_{xx} \\ \sigma_2 = \sigma_{yy} \\ \sigma_3 = \sigma_{zz} \\ \sigma_4 = \sigma_{yz} \\ \sigma_5 = \sigma_{xz} \\ \sigma_6 = \sigma_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & 0 \\ & & C_{33} & 0 & 0 & 0 \\ & & & C_{44} & 0 & 0 \\ & & & & C_{55} & 0 \\ & & & & & C_{66} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_1 = \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_2 = \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_3 = \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_4 = 2\varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_5 = 2\varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_6 = 2\varepsilon_{xy} \end{pmatrix} \qquad (0.0)$$

1.3.2.3. Elasticité linéaire isotrope transversale

Un matériau dit isotrope transversal possède seulement une direction de matériau dont le comportement dans le plan orthogonal à cette direction est isotrope.

Considérons, par exemple, un matériau isotrope transversal dont le plan isotrope est le plan *x, y* (Figure 1-15a) :

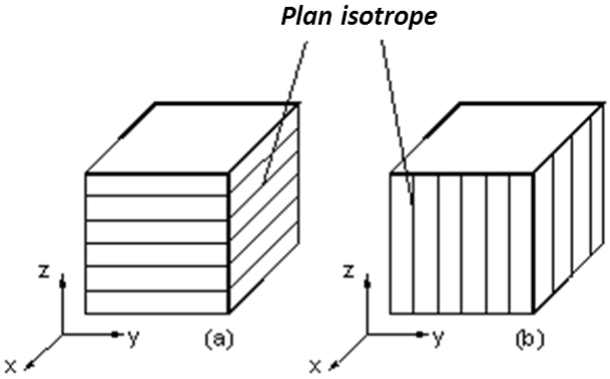


Figure 1-15 : Elément d'échantillon représentant le plan isotrope du matériau : (a) échantillon perpendiculaire au plan du litage ; (b) : échantillon parallèle au plan du litage.

Les contraintes induites par la déformation normale $\varepsilon_1 = \varepsilon$ (ε_{xx}) sont (Figure 1-16a) :

$$\sigma_1 = C_{11}\varepsilon \ ; \ \sigma_2 = C_{21}\varepsilon \ ; \ \sigma_3 = C_{31}\varepsilon$$
$$\sigma_4 = 0 \ ; \ \sigma_5 = 0 \ ; \ \sigma_6 = 0 \qquad (0.0)$$

Les contraintes induites par la déformation normale $\varepsilon_2 = \varepsilon$ (ε_{yy}) sont (Figure 1-16b) :

$$\sigma_1^{'} = C_{12}\varepsilon \ ; \ \sigma_2^{'} = C_{22}\varepsilon \ ; \ \sigma_3^{'} = C_{32}\varepsilon$$
$$\sigma_4^{'} = 0 \ ; \ \sigma_5^{'} = 0 \ ; \ \sigma_6^{'} = 0 \qquad (0.0)$$

Figure 1-16 : Elément du matériau isotrope transversal sous la déformation normale dans le plan isotrope (Kelly, 2013).

Comme le plan isotrope est le plan *x, y*, la contrainte σ_1 (= σ_{xx}) due à la déformation ε_1 est égale à la contrainte σ_2 (= σ_{yy}) due à la déformation ε_2. De plus, la contrainte σ_3 est identique dans les deux cas. Donc :

$$C_{11} = C_{22} \quad ; \quad C_{31} = C_{32} \qquad (0.0)$$

De même, en considérant la déformation de cisaillement et les rotations des axes du matériau, on peut déduire :

$$C_{44} = C_{55} \quad ; \quad C_{66} = \frac{C_{11} - C_{22}}{2} \tag{0.0}$$

La matrice de rigidité est réduite à 5 composants indépendants comme suit :

$$\begin{pmatrix} \sigma_1 = \sigma_{xx} \\ \sigma_2 = \sigma_{yy} \\ \sigma_3 = \sigma_{zz} \\ \sigma_4 = \sigma_{yz} \\ \sigma_5 = \sigma_{xz} \\ \sigma_6 = \sigma_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ & C_{11} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ & & C_{33} & 0 & 0 & 0 \\ & & & C_{44} & 0 & 0 \\ & & & & C_{44} & 0 \\ & & & & & \frac{C_{11} - C_{12}}{2} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_1 = \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_2 = \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_3 = \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_4 = 2\varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_5 = 2\varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_6 = 2\varepsilon_{xy} \end{pmatrix} \tag{0.0}$$

La déformation ε_{ij} peut être exprimée en fonction de la contrainte σ_{ij} :

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_1 = \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_2 = \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_3 = \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_4 = 2\varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_5 = 2\varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_6 = 2\varepsilon_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} S_{11} & S_{12} & S_{13} & 0 & 0 & 0 \\ & S_{11} & S_{13} & 0 & 0 & 0 \\ & & S_{33} & 0 & 0 & 0 \\ & & & S_{44} & 0 & 0 \\ & & & & S_{44} & 0 \\ & & & & & 2(S_{11} - S_{12}) \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_1 = \sigma_{xx} \\ \sigma_2 = \sigma_{yy} \\ \sigma_3 = \sigma_{zz} \\ \sigma_4 = \sigma_{yz} \\ \sigma_5 = \sigma_{xz} \\ \sigma_6 = \sigma_{xy} \end{pmatrix} \tag{0.0}$$

Afin de déterminer les composantes élastiques de la matrice [*S*], les constantes d'élasticité sont définies comme :

- Module d'Young E_i

$$E_i = \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i} \quad ; \quad i = 1,2,3 \quad ; \quad \sigma_j = 0 \quad pour\ j \neq i, \quad j = 1,...,6. \tag{0.0}$$

ce qui donne :

$$S_{11} = \frac{1}{E_1} \; ; \quad S_{22} = \frac{1}{E_2} \; ; \quad S_{33} = \frac{1}{E_3} \; ; \tag{0.0}$$

- Module de cisaillement G_{ij}

$$\begin{aligned} &G_{ij} = \frac{\sigma_k}{\varepsilon_k} \; ; \quad i, j = 1,2,3 \quad ; \quad k = 4,5,6 \quad ; \\ &\sigma_h = 0 \quad pour\, h \neq k, \quad h = 1,...,6. \end{aligned} \tag{0.0}$$

La correspondance entre les indices *k* et *ij* est celle de Voigt. Puisque les tenseurs de $\boldsymbol{\sigma}$ et de $\boldsymbol{\varepsilon}$ sont symétriques, on a $G_{ij} = G_{ji}$.

Par conséquent :

$$S_{44} = \frac{1}{G_{23}} \; ; \quad S_{55} = \frac{1}{G_{13}} \; ; \quad S_{66} = \frac{1}{G_{12}} \; ; \tag{0.0}$$

- Coefficient de Poisson ν_{ij}

$$\nu_{ij} = -\frac{\varepsilon_j}{\varepsilon_i} \; ; \quad i, j = 1,2,3 \quad ; \quad \sigma_k = 0 \quad pour\, k \neq i, \quad k = 1,...,6. \tag{0.0}$$

En utilisant l'équation (0.0), on a :

$$\begin{aligned} &\varepsilon_j = -\nu_{ij}\varepsilon_i = -\nu_{ij}\frac{\sigma_i}{E_i} \\ &i, j = 1,2,3 \quad ; \quad \sigma_k = 0 \quad pour\, k \neq i, \quad k = 1,...,6. \end{aligned} \tag{0.0}$$

$$S_{ij} = -\frac{\nu_{ji}}{E_i} \; ; \quad i, j = 1,2,3 \quad \rightarrow \nu_{ji} = -\frac{S_{ij}}{S_{jj}} \tag{0.0}$$

$$S_{12} = -\frac{\nu_{21}}{E_2} \; ; \; S_{13} = -\frac{\nu_{31}}{E_3} \; ; \; S_{23} = -\frac{\nu_{32}}{E_3} \; ; \tag{0.0}$$

Les symétries de la matrice [S] avec $S_{ij} = S_{ji}$ (Love, 1927) donnent la relation suivante :

$$\frac{\nu_{ij}}{E_i} = \frac{\nu_{ji}}{E_j} \;\; ; \quad i, j = 1,2,3 \tag{0.0}$$

En introduisant les définitions mentionnées ci-dessus dans l'équation (0.0), on obtient la relation linéaire suivante (équation (0.0)) :

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_1 = \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_2 = \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_3 = \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_4 = \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_5 = \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_6 = \varepsilon_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{21}}{E_2} & -\frac{\nu_{31}}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{12}}{E_1} & \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{31}}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{13}}{E_1} & -\frac{\nu_{23}}{E_2} & \frac{1}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{23}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{23}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1+\nu_{12}}{E_1} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_1 = \sigma_{xx} \\ \sigma_2 = \sigma_{yy} \\ \sigma_3 = \sigma_{zz} \\ \sigma_4 = \sigma_{yz} \\ \sigma_5 = \sigma_{xz} \\ \sigma_6 = \sigma_{xy} \end{pmatrix} \tag{0.0}$$

On remplace les symboles *x*, *y*, *z* et *1*, *2*, *3* par *h*, *h*, *v* (en supposant que *x* et *y* sont deux axes horizontaux et *z* est l'axe vertical), et on obtient :

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_h \\ \varepsilon_h \\ \varepsilon_v \\ \varepsilon_{hv} \\ \varepsilon_{hv} \\ \varepsilon_{hh} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{hv}}{E_h} & -\frac{\nu_{hv}}{E_h} & \frac{1}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{hv}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{hv}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1+\nu_{hh}}{E_h} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_h \\ \sigma_h \\ \sigma_v \\ \sigma_{hv} \\ \sigma_{hv} \\ \sigma_{hh} \end{pmatrix} \tag{0.0}$$

Les définitions des paramètres anisotropes ci-dessus sont (Clayton, 2011; Lings et al., 2000):

- E_v : module d'Young vertical ;
- E_h : module d'Young horizontal ;
- ν_{vh} : coefficient de Poisson pour la déformation horizontale due à une déformation verticale imposée ;
- ν_{hh} : coefficient de Poisson pour la déformation horizontale due à une déformation horizontale imposée ;
- G_{vh} : module de cisaillement dans le plan vertical ;
- G_{hh} : module de cisaillement dans le plan horizontal :

$$G_{hh} = \frac{E_h}{2(1+\nu_{hh})} \tag{0.0}$$

Notons que tous ces paramètres sont des paramètres drainés (les contraintes apparaissant dans les équations précédentes étant des contraintes effectives) et que l'utilisation des indices a été proposée par Pickering (1970).

La relation inverse du comportement s'écrit sous la forme suivante (Hicher et Shao, 2002) :

$$\begin{pmatrix} \sigma_h \\ \sigma_h \\ \sigma_v \\ \sigma_{hv} \\ \sigma_{hv} \\ \sigma_{hh} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} c(1-n\nu_{vh}^2) & c(\nu_{hh}+n\nu_{vh}^2) & c(1+n\nu_{hh})\nu_{vh} & 0 & 0 & 0 \\ c(\nu_{hh}+n\nu_{vh}^2) & c(1-n\nu_{vh}^2) & c(\nu_{hh}+n\nu_{vh}^2) & 0 & 0 & 0 \\ c(\nu_{hh}+n\nu_{vh}^2) & c(\nu_{hh}+n\nu_{vh}^2) & \frac{c}{n}(1-\nu_{hh}^2) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{hv}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{hv}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{E_h}{1+\nu_{hh}} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_h \\ \varepsilon_h \\ \varepsilon_v \\ \varepsilon_{hv} \\ \varepsilon_{hv} \\ \varepsilon_{hh} \end{pmatrix} \tag{0.0}$$

Avec :

$$n = \frac{E_h}{E_v} \qquad c = \frac{nE_v}{(1+\nu_{hh})(1-\nu_{hh}-2n\nu_{hh}^2)} \tag{0.0}$$

Bien que ces cinq paramètres soient indépendants, il existe des restrictions sur leurs valeurs (Lings et al., 2000). Par exemple, la thermodynamique impose que l'énergie de déformation soit positive pour un matériau élastique. Pickering (1970) a montré que E_v, E_h et G_{hv} devraient être positifs et que $-1 < \nu_{hh} < 1$. Il a également proposé l'inégalité suivante :

$$\frac{E_v}{E_h}\left(1-\nu_{hh}\right)-2\nu_{hh}^2 \geq 0 \qquad (0.0)$$

G_{hv} est aussi limité par (Raymond, 1970) la condition suivante :

$$G_{hv} \leq \frac{E_v}{2\nu_{vh}(1+\nu_{hh})+2\sqrt{\left(E_v/E_h\right)(1+\nu_{hh}^2)\left[1-(E_h/E_v)\nu_{vh}^2\right]}} \qquad (0.0)$$

L'hypothèse des conditions axisymétriques est une simplification, particulièrement pour le cas où les contraintes horizontales in-situ présentent des variations importantes avec la direction dans le plan. De plus, la non-homogénéité de couches argileuses pourraient également compliquer le comportement, qui mènerait à $G_{vh} \neq G_{hv}$ (Simpson et al., 1996).

1.3.2.4. Expression des modules élastiques G' K' J' et G K* J*

Les variables de contrainte utilisées dans le plan triaxial sont la contrainte moyenne effective p' et le déviateur q. Elles sont liées aux contraintes effectives horizontale (σ_h) et verticale (σ_v) par la formule suivante :

$$\begin{pmatrix} p' \\ q \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1/3 & 2/3 \\ 1 & -1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_v \\ \sigma_h \end{pmatrix} \qquad (0.0)$$

Les variables de déformations correspondantes sont la déformation volumique (ε_p) et la déformation déviatorique (ε_q) qui sont liées aux déformations verticale (ε_v) et horizontale (ε_h) :

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_p \\ \varepsilon_q \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & 2 \\ 2/3 & -2/3 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_v \\ \varepsilon_h \end{pmatrix} \qquad (0.0)$$

En petites déformations, une équation constitutive peut être établie (Atkinson et al., 1990) :

$$\begin{pmatrix} \delta\varepsilon_p \\ \delta\varepsilon_q \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{K'} & \frac{1}{J'_{qp}} \\ \frac{1}{J'_{pq}} & \frac{1}{3G'} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{pmatrix} \qquad (0.0)$$

où :

- G' : module de cisaillement
- K' : module de compressibilité
- J'_{pq} : module couplé entre contrainte moyenne effective et déformation déviatorique
- J'_{qp} : module couplé entre déviateur et déformation volumique

Chaque paramètre dans l'équation (0.0) peut être évalué par l'essai triaxial en maintenant p' ou q constant. Pour un matériau élastique, la matrice doit être symétrique, donc $J'_{pq} = J'_{qp} = J'$. Pour un matériau isotrope, il n'y a pas de relation entre le comportement volumique et déviatorique, et le terme $1/J'$ est égal à zéro ($J'=\infty$).

Une matrice alternative existe en termes de rigidité (Graham et Houlsby, 1983) :

$$\begin{pmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} K^* & J \\ J & 3G^* \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \delta \varepsilon_p \\ \delta \varepsilon_q \end{pmatrix} \tag{0.0}$$

où :

- G^* : module de cisaillement
- K^* : module de compressibilité
- J : module couplé

Notons qu'il n'y pas d'équivalences entre G', K' et G^*, K^* sauf quand le comportement du matériau est non couplé (c'est-à-dire isotrope).

Lings et al. (2000) ont proposé des formules pour G', K', J', et G^*, K^*, J, en fonction des 4 paramètres élastiques E_v, E_h, ν_{vh}, ν_{hh} :

$$G' = \frac{3}{4\left[\frac{(1+2\nu_{vh})}{E_v} + \frac{(1-\nu_{hh})}{2E_h}\right]} \tag{0.0}$$

$$K' = \frac{1}{\left[\frac{(1-4\nu_{vh})}{E_v} + \frac{2(1-\nu_{hh})}{E_h}\right]} \tag{0.0}$$

$$J' = \frac{3}{2\left[\frac{(1-\nu_{vh})}{E_v} - \frac{(1-\nu_{hh})}{E_h}\right]} \quad (0.0)$$

$$G^* = \frac{E_v}{6}\left[\frac{2(1-\nu_{hh})E_v + (1-4\nu_{vh})E_h}{(1-\nu_{hh})E_v - 2\nu_{vh}^{\ 2}E_h}\right] \quad (0.0)$$

$$K^* = \frac{E_v}{9}\left[\frac{(1-\nu_{hh})E_v + 2(1+2\nu_{vh})E_h}{(1-\nu_{hh})E_v - 2\nu_{vh}^{\ 2}E_h}\right] \quad (0.0)$$

$$J = \frac{E_v}{3}\left[\frac{(1-\nu_{hh})E_v - (1-\nu_{vh})E_h}{(1-\nu_{hh})E_v - 2\nu_{vh}^{\ 2}E_h}\right] \quad (0.0)$$

1.3.2.5. Expression des constantes ingénieur E ν* α**

Graham et Houlsby (1983) ont proposé une formulation à 3 paramètres E^* (module d'Young), ν^* (coefficient de Poisson), α^* (facteur d'anisotropie), tels que :

$$\begin{aligned} E_v &= E^* \\ E_h &= \alpha^2 E^* \\ \nu_{vh} &= \nu^*/\alpha \\ \nu_{hh} &= \nu^* \\ G_{hv} &= \alpha E^*/2(1+\nu^*) \\ G_{hh} &= \alpha^2 E^*/2(1+\nu^*) \end{aligned} \quad (0.0)$$

Selon ce modèle, le facteur d'anisotropie α contrôle le rapport du module d'Young, du coefficient de Poisson et du module de cisaillement, supposés égaux entre eux :

$$\alpha = \sqrt{\frac{E_h}{E_v}} = \frac{\nu_{hh}}{\nu_{vh}} = \frac{G_{hh}}{G_{hv}} \quad (0.0)$$

Il existe également des formules explicites qui relient G^*, K^*, J à E^*, ν^*, α^* (Muir Wood, 1990) et G', K', J' à E^*, ν^*, α^* (Hird et Pierpoint, 1997).

1.3.2.6. Anisotropie ellipsoïdale

Une question typique de la mécanique des roches concerne la détermination du module d'Young à partir d'essais de compression simple suivant différentes directions ou à partir de la mesure de la vitesse d'ondes mécaniques dans différentes directions d'un échantillon (Francois et al., 1998; Homand et al., 1993). En se basant sur la notion que la géométrie d'un matériau isotrope correspond à une sphère, une expression de l'anisotropie peut être développée en considérant une variation ellipsoïdale d'un certain nombre de paramètres dans différentes directions. Dans ces dernières années, l'anisotropie ellipsoïdale a été considérée comme une méthode de modélisation du comportement des géomatériaux (sols, roches, béton) (Daley et Hron, 1979; Peres Rodrigues, 1970). Néanmoins, le concept d'élasticité anisotrope n'a pas été correctement utilisé à cette époque (Pouya et Chalhoub, 2007).

Pouya (2000) a montré que plusieurs solutions des problèmes basiques du matériau isotrope linéaire peuvent être étendues par une transformation linéaire liée au matériau « ellipsoïdal ». Le problème d'élasticité linéaire dans lequel les coordonnées, les longueurs et les déplacements ne changement que dans une seule direction a été étudié par Pouya et Reiffsteck (2003). Un système de référence (x_1, x_2, x_3) et un tenseur $\boldsymbol{P}$ (équation (0.0)) ont été considérés (l'axe x_1 est perpendiculaire au plan du litage). Ce tenseur ne modifie les propriétés que dans la direction x_3 :

$$P = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & a \end{pmatrix} \tag{0.0}$$

où a est une constante positive :

$$a = \left(\frac{E_h}{E_v} \right)^{1/4} \tag{0.0}$$

Les règles de transformation entre le problème de départ (matériau isotrope transversal avec 5 paramètres d'élasticité E_h, E_v, ν_{hh}, ν_{hv}, G_{hv}) et celui transformé (matériau isotrope avec 2 paramètres $E = E_h$ et $\nu = \nu_{hh}$) sont présentées de façon détaillée dans les travaux de Pouya et Reiffsteck (2003). Lorsque la transformation est employée, les hypothèses ci-dessous sont faites :

$$G_{hv} = \frac{\sqrt{E_h E_v}}{2(1+\nu)} \tag{0.0}$$

$$\nu_{hv} = \nu\sqrt{\frac{E_h}{E_v}} \tag{0.0}$$

$$\sqrt{\nu_{hv}\nu_{vh}} = \nu \tag{0.0}$$

Le type d'anisotropie ainsi obtenu peut être caractérisé par la simple propriété géométrique. En effet, pour un matériau anisotrope, le module d'Young dans la direction $\underline{n}$ est donné par (Pouya et Chalhoub, 2007):

$$E(n) = \left[(n \otimes n) : \underline{\underline{\underline{\underline{S}}}} (n \otimes n) \right]^{-1} \tag{0.0}$$

où $\boldsymbol{S}$ est la matrice des complaisances élastiques dont la forme est :

$$S = \begin{pmatrix} \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu}{E_h} & -\frac{\nu}{\sqrt{E_h E_v}} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu}{E_h} & \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu}{\sqrt{E_h E_v}} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu}{\sqrt{E_v E_h}} & -\frac{\nu}{\sqrt{E_v E_h}} & \frac{1}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu)}{\sqrt{E_h E_v}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu)}{\sqrt{E_h E_v}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu)}{E_h} \end{pmatrix} \tag{0.0}$$

En calculant $E(n)$ pour différentes directions $\underline{n}$ et en reportant dans la direction $\underline{n}$ un rayon vecteur égal à $[E(n)]^{1/4}$, la « surface indicatrice » de $[E(n)]^{1/4}$ est construite. Pour l'anisotropie donnée par l'équation (0.0), cette surface est une ellipsoïde de symétrie de révolution autour de l'axe x_3. Il s'agit donc d'un cas particulier de modèles à anisotropie ellipsoïdale (Lekhnitskii, 1963; Pouya, 2003; Saint Venant, 1863).

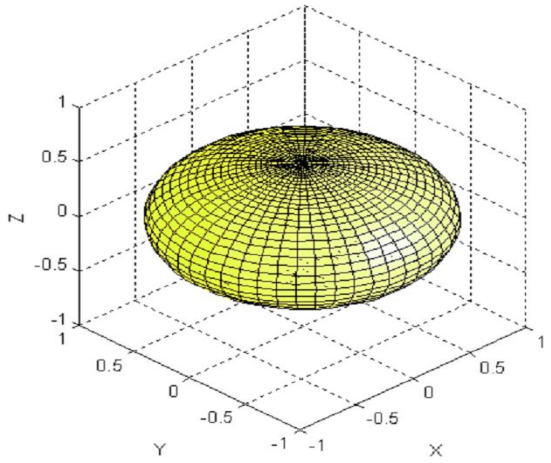


Figure 1-17 : Surface indicatrice de la racine quatrième du module d'Young pour le modèle d'élasticité (Pouya et Reiffsteck, 2003).

1.3.3. Détermination des paramètres d'élasticité isotrope transversale

1.3.3.1. Principes de détermination

En se basant sur l'équation (0.0), l'élasticité isotrope transversale est définie par cinq paramètres : deux modules d'Young (E_h, E_v), deux coefficients de Poisson (ν_{hh}, ν_{hv}) et un module de cisaillement (G_{hv}). Expérimentalement, deux types d'échantillons, carottés perpendiculairement et parallèlement au plan du litage (Figure 1-15), sont souvent testés pour trouver ces paramètres. Concernant les modules d'Young et les coefficients de Poisson, les essais triaxiaux sont choisis avec mesure des déformations locales pour déterminer la rigidité élastique. Woods (1991) et Tatsuoka et Shibuya (1991) ont montré qu'il n'est pas nécessaire de distinguer les mesures statique et dynamique de la rigidité élastique quand elles sont mesurées dans la même condition. Quant à la mesure du module de cisaillement, la technique des éléments piézoélectriques installés dans la cellule triaxiale est souvent utilisée.

L'élasticité est considérée comme linéaire. L'équation (0.0) peut s'écrire sous une nouvelle forme avec des incréments de contraintes et de déformations :

$$\begin{pmatrix} \delta\varepsilon_{xx} \\ \delta\varepsilon_{yy} \\ \delta\varepsilon_{zz} \\ \delta\varepsilon_{yz} \\ \delta\varepsilon_{xz} \\ \delta\varepsilon_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{hv}}{E_h} & -\frac{\nu_{hv}}{E_h} & \frac{1}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{hv}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{hv}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1+\nu_{hh}}{E_h} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \delta\sigma_{xx} \\ \delta\sigma_{yy} \\ \delta\sigma_{zz} \\ \delta\sigma_{yz} \\ \delta\sigma_{xz} \\ \delta\sigma_{xy} \end{pmatrix} \quad (0.0)$$

1.3.3.2. Détermination des modules d'Young et des coefficients de Poisson

Considérons la matrice réduite 3 x 3 de la matrice [*S*] (équation (0.0)) :

$$\begin{pmatrix} \delta\varepsilon_{xx} \\ \delta\varepsilon_{yy} \\ \delta\varepsilon_{zz} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} \\ -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} \\ -\frac{\nu_{hv}}{E_h} & -\frac{\nu_{hv}}{E_h} & \frac{1}{E_v} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \delta\sigma_{xx} \\ \delta\sigma_{yy} \\ \delta\sigma_{zz} \end{pmatrix} \quad (0.0)$$

- ***Dans un essai triaxial sur un échantillon perpendiculaire au plan du litage*** (Figure 1-15a) :

$$\begin{pmatrix} \delta\varepsilon_{yy} \\ \delta\varepsilon_{zz} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1-\nu_{hh}}{E_h} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} \\ -\frac{2\nu_{hv}}{E_h} & \frac{1}{E_v} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \delta\sigma_{yy} \\ \delta\sigma_{zz} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1-\nu_{hh}}{E_h} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} \\ -\frac{2\nu_{vh}}{E_v} & \frac{1}{E_v} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \delta\sigma_{yy} \\ \delta\sigma_{zz} \end{pmatrix} \quad (0.0)$$

Si l'on maintient la contrainte radiale constante, à partir de l'équation (0.0), on trouve :

$$E_v = \left(\frac{\delta \sigma_{zz}}{\delta \varepsilon_{zz}} \right)_{\delta \sigma_{yy}=0} \tag{0.0}$$

$$\frac{E_v}{\nu_{vh}} = -\left(\frac{\delta \sigma_{zz}}{\delta \varepsilon_{yy}} \right)_{\delta \sigma_{yy}=0} \quad \rightarrow \quad \nu_{vh} = -E_v \left(\frac{\delta \varepsilon_{yy}}{\delta \sigma_{zz}} \right)_{\delta \sigma_{yy}=0}$$
$$\leftrightarrow \nu_{vh} = -\left(\frac{\delta \varepsilon_{yy}}{\delta \varepsilon_{zz}} \right)_{\delta \sigma_{yy}=0} \tag{0.0}$$

Si l'on maintient la contrainte verticale constante, à partir de l'équation (0.0), on obtient :

$$-\frac{E_v}{2\nu_{vh}} = \left(\frac{\delta \sigma_{yy}}{\delta \varepsilon_{zz}} \right)_{\delta \sigma_{zz}=0} \tag{0.0}$$

$$\frac{E_h}{1-\nu_{hh}} = \left(\frac{\delta \sigma_{yy}}{\delta \varepsilon_{yy}} \right)_{\delta \sigma_{zz}=0} \tag{0.0}$$

En utilisant les équations (0.0), (0.0) et (0.0), on a :

$$\frac{2\nu_{hv}}{1-\nu_{hh}} = \left(\frac{\delta \sigma_{yy}}{\delta \varepsilon_{yy}} \right)_{\delta \sigma_{zz}=0} \tag{0.0}$$

Les équations de (0.0) à (0.0) montrent que les deux paramètres E_h et ν_{hh} ne peuvent pas être déterminés séparément par un essai triaxial sur un échantillon vertical. On ne peut que déterminer trois paramètres par ce type d'essai : E_v, ν_{vh}, et une combinaison de E_h et ν_{hh} définie par :

$$F_h = \frac{E_h}{1-\nu_{hh}} \tag{0.0}$$

- ***Dans le cas d'un essai triaxial sur un échantillon parallèle au plan du litage*** (Figure 1-15b) :

Cet essai permet de déterminer séparément deux paramètres E_h et ν_{hh}. A partir de l'équation (0.0), on obtient :

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_1 = \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_2 = \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_3 = \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_4 = 2\varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_5 = 2\varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_6 = 2\varepsilon_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} S_{11} & S_{12} & S_{13} & 0 & 0 & 0 \\ & S_{22} & S_{23} & 0 & 0 & 0 \\ & & S_{33} & 0 & 0 & 0 \\ & & & S_{44} & 0 & 0 \\ & & & & S_{55} & 0 \\ & & & & & S_{66} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_1 = \sigma_{xx} \\ \sigma_2 = \sigma_{yy} \\ \sigma_3 = \sigma_{zz} \\ \sigma_4 = \sigma_{yz} \\ \sigma_5 = \sigma_{xz} \\ \sigma_6 = \sigma_{xy} \end{pmatrix} \quad (0.0)$$

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_1 = \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_2 = \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_3 = \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_4 = 2\varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_5 = 2\varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_6 = 2\varepsilon_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_2} & -\frac{\nu_{31}}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ & \frac{1}{E_2} & -\frac{\nu_{32}}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ & & \frac{1}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{1}{G_{23}} & 0 & 0 \\ & & & & \frac{1}{G_{13}} & 0 \\ & & & & & \frac{1}{G_{12}} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_1 = \sigma_{xx} \\ \sigma_2 = \sigma_{yy} \\ \sigma_3 = \sigma_{zz} \\ \sigma_4 = \sigma_{yz} \\ \sigma_5 = \sigma_{xz} \\ \sigma_6 = \sigma_{xy} \end{pmatrix} \quad (0.0)$$

- Considérons la matrice réduite 3 x 3 de la matrice [*S*] (équation (0.0)) :

$$\begin{pmatrix} \delta\varepsilon_{xx} \\ \delta\varepsilon_{yy} \\ \delta\varepsilon_{zz} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{21}}{E_2} & -\frac{\nu_{31}}{E_3} \\ -\frac{\nu_{12}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & -\frac{\nu_{32}}{E_3} \\ -\frac{\nu_{13}}{E_1} & -\frac{\nu_{23}}{E_2} & \frac{1}{E_3} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \delta\sigma_{xx} \\ \delta\sigma_{yy} \\ \delta\sigma_{zz} \end{pmatrix} \quad (0.0)$$

Dans ce cas, le plan isotrope de l'échantillon est le plan *x, z*. Les modules d'Young et les coefficients de Poisson liés aux axes *x* et *z* peuvent s'exprimer comme :

$$\begin{aligned} E_1 &= E_3 = E_h \\ \nu_{13} &= \nu_{31} = \nu_{hh} \end{aligned} \quad (0.0)$$

L'équation (0.0) devient :

$$\begin{pmatrix} \delta\varepsilon_{xx} \\ \delta\varepsilon_{yy} \\ \delta\varepsilon_{zz} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & -\frac{\nu_{hh}}{E_h} \\ -\frac{\nu_{hv}}{E_h} & \frac{1}{E_v} & -\frac{\nu_{hv}}{E_h} \\ -\frac{\nu_{hv}}{E_h} & -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & \frac{1}{E_h} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \delta\sigma_{xx} \\ \delta\sigma_{yy} \\ \delta\sigma_{zz} \end{pmatrix} \quad (0.0)$$

Notons que ε_{xx} et ε_{yy} sont les déformations radiales parallèle et perpendiculaire au plan du litage respectivement. Si l'on maintient la contrainte radiale constante, c'est-à-dire $\delta\sigma_{xx} = \delta\sigma_{yy} = 0$, à partir de l'équation (0.0), on trouve :

$$E_h = \left(\frac{\delta\sigma_{zz}}{\delta\varepsilon_{zz}} \right)_{\delta\sigma_{xx}=\delta\sigma_{yy}=0} \quad (0.0)$$

$$\nu_{hh} = -E_h \left(\frac{\delta\varepsilon_{xx}}{\delta\sigma_{zz}} \right)_{\delta\sigma_{xx}=\delta\sigma_{yy}=0} \rightarrow \nu_{hh} = -\left(\frac{\delta\varepsilon_{xx}}{\delta\varepsilon_{zz}} \right)_{\delta\sigma_h=\delta\sigma_{yy}=0} \quad (0.0)$$

$$\nu_{hv} = -E_h \left(\frac{\delta\varepsilon_{yy}}{\delta\sigma_{zz}} \right)_{\delta\sigma_{xx}=\delta\sigma_{yy}=0} \rightarrow \nu_{hv} = -\left(\frac{\delta\varepsilon_{yy}}{\delta\varepsilon_{zz}} \right)_{\delta\sigma_{xx}=\delta\sigma_{yy}=0} \quad (0.0)$$

1.3.3.3. Mesure du module de cisaillement

L'utilisation des capteurs locaux pour mesurer les déformations locales du sol dans un essai triaxial a été introduite par Burland et Symes (1982). Ils ont trouvé que quand la déformation est inférieure à 0,1%, les mesures de déformations locales donnent une valeur de rigidité beaucoup plus importante que celle obtenue par des mesures conventionnelles, basées sur des déformations plus importantes. A partir des valeurs de déformation inférieures à 0,001 %, la rigidité mesurée est classée « à petites déformations » (E_0 ou G_0) (Clayton et Heymann, 2001). L'évolution du module de cisaillement en fonction de la déformation est illustrée sur la Figure 1-18.

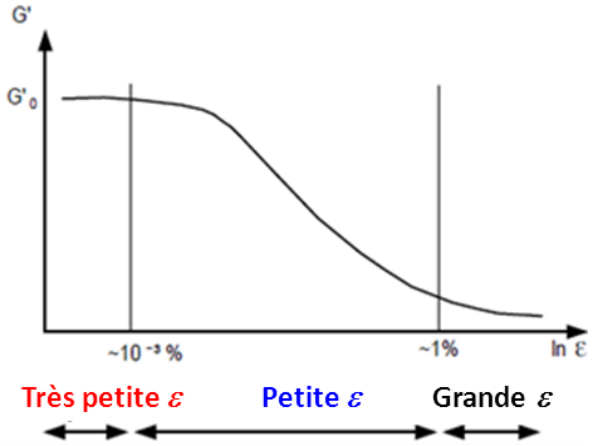


Figure 1-18 : Variation de la rigidité apparente avec la déformation du sol (modifiée d'après Atkinson et Sällfors, 1991).

Avec le temps, les techniques permettant la mesure au laboratoire de petites déformations sont devenues de plus en plus élaborées, améliorant les mesures statiques et dynamiques de la rigidité des sols. L'application de chaque méthode en fonction du niveau de déformation est présentée par Atkinson et al. (1993) (Figure 1-19). Les méthodes dynamiques (colonne résonnante, éléments piézoélectriques) correspondent à des niveaux de déformation entre 10^{-5} à 10^{-6}, en valeur absolue.

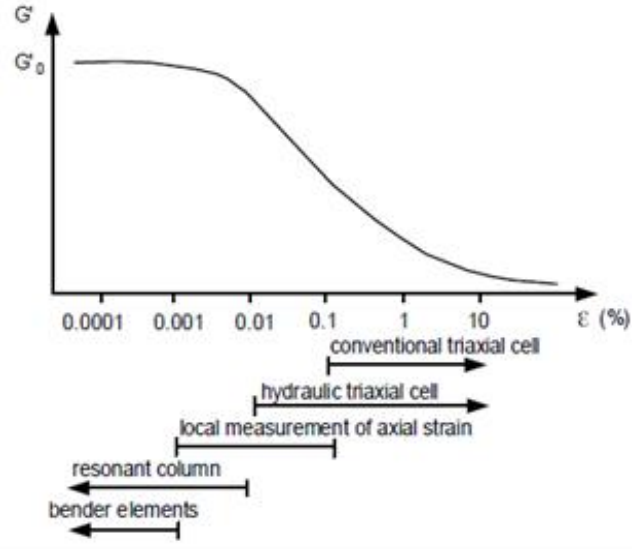


Figure 1-19 : Variation de la rigidité par rapport à la déformation mesurée par plusieurs méthodes (Atkinson et al., 1993).

Les éléments piézoélectriques étaient utilisés pour la première fois par Shirley (1978) et Shirley et Hampton (1978) pour émettre et recevoir des ondes sismiques au laboratoire. Les éléments piézoélectriques se composent de pièces céramiques piézoélectriques, par exemple une

composition de titane. Ce dernier est un capteur électromécanique qui est capable de convertir l'énergie mécanique en énergie électrique et réciproquement. Quand un voltage est appliqué à un élément piézoélectrique, la polarisation provoque une flexion et donc, l'élément se comporte comme un émetteur de signal. Quand l'élément piézoélectrique est forcé de se plier, un voltage est généré et donc l'élément devient un récepteur de signal. Les éléments piézoélectriques peuvent générer des ondes de cisaillement (ou des ondes transversales, V_S) et de compression (V_P).

En se basant sur la théorie de la propagation d'ondes de cisaillement dans un matériau isotrope transversal, on peut déterminer le module de cisaillement $G_{0(ij)}$ (kPa) par l'équation suivante (Das, 1983; Dyvik et Madshus, 1985; Zeng et Ni, 1999) :

$$G_{0(ij)} = \rho V_{s(ij)}^2 \qquad (0.0)$$

où i et j est la direction de propagation des ondes et de vibration de la lame de l'élément piézoélectrique dans le plan σ_i - σ_j respectivement ; ρ est la masse volumique du matériau (Mg/m^3) ; V_S est la vitesse des ondes de cisaillement (m/s) déterminée par l'équation (0.0) :

$$V_s = \frac{l}{\Delta t} \qquad (0.0)$$

où : l est la distance de propagation des ondes (distance entre l'émetteur et le récepteur) ; Δt est le temps de propagation d'onde.

Depuis plusieurs années, les éléments piézoélectriques sont utilisés dans divers dispositifs de sollicitation mécanique de laboratoire géotechnique. Gasparre et al. (2007), Pennington (1999), Piriyakul (2006), Yimsiri et Soga (2011) ont mesuré la vitesse d'onde de cisaillement (V_s) par des éléments piézoélectriques installés dans des cellules triaxiales. Dyvik et Madshus (1985) ont mesuré la rigidité du sol à petites déformations, G_0, dans la colonne résonante, dans l'oedomètre et dans l'appareil de cisaillement direct en installant des éléments piézoélectriques. Les éléments piézoélectriques peuvent être posés horizontalement et/ou verticalement (Bates, 1989; Clayton, 2011; Pennington et al., 1997; Schultheiss, 1982, 1981; Viggiani et Atkinson, 1995) (voir Figure 1-21).

Quand les éléments piézoélectriques sont installés dans une cellule triaxiale, le problème primordial est l'étanchéité. Un exemple du schéma de l'installation des éléments piézoélectriques dans les embases inférieure et supérieure d'une cellule triaxiale est montré sur la Figure 1-20.

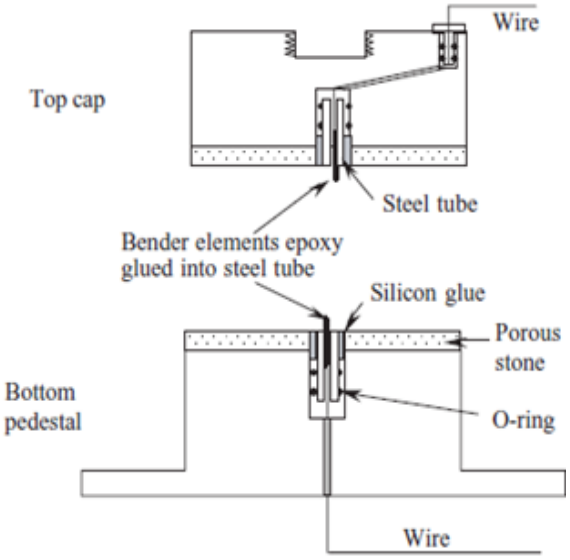


Figure 1-20 : Éléments piézoélectriques installés dans les embases inférieure et supérieure de la cellule triaxiale (Leong et al., 2005).

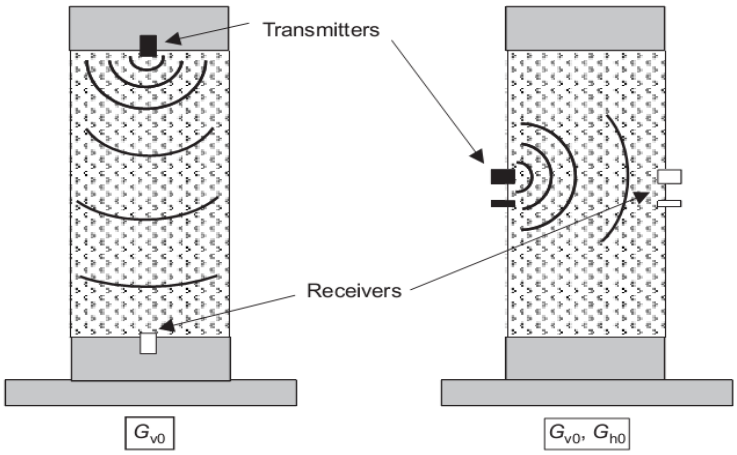


Figure 1-21 : Configuration des éléments piézoélectriques dans un essai triaxial (installation verticale et horizontale) (Clayton, 2011).

Selon les équations (0.0) et (0.0), le module de cisaillement est directement lié au temps de propagation. En pratique, plusieurs facteurs peuvent influencer la mesure du temps de propagation (Lee et Santamarina, 2005; Clayton, 2011; Camacho-Tauta et al., 2012; Chan, 2012), notamment :

- fabrication et installation des éléments piézoélectriques (dimensions des éléments piézoélectriques, localisation des éléments piézoélectriques, distance de propagation d'ondes) ;
- émission d'ondes (fréquence d'entrée, forme d'ondes, mode d'ondes) ;
- champ proche (« near field effects » en anglais) ;
- géométrie et taille de l'échantillon ;
- couplage et alignement de la lame des éléments piézoélectriques ;
- atténuation ;
- système d'acquisition ;
- méthode de détermination du temps de propagation.

Les analyses de ces facteurs (description, effets et suggestions) sont présentées dans le Tableau 1-10. Jusqu'à maintenant, il n'existe pas encore une norme définitive concernant l'interprétation des signaux des éléments piézoélectriques (Snelling et Rees, 2013).

Tableau 1-10 : Analyse des facteurs dans les essais d'éléments piézoélectriques (modifié d'après Lee et Santamarina, 2005; Clayton, 2011; Camacho-Tauta et al., 2012; Chan, 2012)

Facteur	Description	Effets	Suggestions
Dimension des éléments piézoélectriques	Le choix de la largeur et de la hauteur des lames de l'émetteur et du récepteur.	Si la hauteur de la lame des éléments piézoélectriques est importante, cela va réduire la distance de propagation. Cette hauteur importante de la lame va aussi gêner l'installation des éléments piézoélectriques dans les matériaux raides.	La plupart des laboratoires adopte une lame des éléments piézoélectriques de 10 mm de largeur, de 0.5 mm – 1.0 mm épaisseur et une hauteur < 5 mm (Yamashita et al., 2009).
Localisation des éléments piézoélectriques	Les éléments piézoélectriques peuvent être installés horizontalement (à travers la membrane) ou verticalement (dans les embases de la cellule) (Clayton et al., 2004).	L'installation horizontale d'éléments piézoélectriques au sein de l'échantillon va réduire la distance de propagation. En combinant avec les éléments piézoélectriques installés verticalement, l'anisotropie du module de cisaillement peut être observée.	L'installation horizontale d'éléments piézoélectriques sur un échantillon dans une cellule triaxiale est relativement facile à réaliser. Plus de détails expérimentaux sont présentés dans les travaux de Clayton et al., (2004); Pennington et al. (1997).
Distance de propagation	Une distance importante va augmenter l'atténuation des signaux.	En augmentant la distance entre les deux lames des éléments piézoélectriques, les signaux enregistrés seront plus bruités et la mesure de temps de propagation peut être influencée.	Le calcul de la vitesse d'onde sera influencé si la hauteur de la lame des éléments piézoélectriques est importante (notamment dans l'oedomètre). L'application d'une fréquence plus élevée améliorera le résultat.

Forme d'onde émise	Carrée (Schultheiss, 1983, 1982, 1981), sinusoïdale continue, sinusoïdale pulsée (De Alba et Baldwin, 1991).	La forme carrée contient un spectre large de fréquence. Une fréquence faible va créer le phénomène de champ proche dans le récepteur.	La forme sinusoïdale simple est suggérée pour produire une onde acceptable et pour mieux contrôler la fréquence d'entrée (Thomann et Hryciw, 1990).
Mode d'onde	Onde P ou onde S.	Dans un sol mou saturé, la vitesse d'onde P est beaucoup plus grande que celle des ondes S. Dans un sol non saturé, l'onde P se propage seulement 50% plus vite et pourrait être confondue avec l'onde S.	Lings et Greening (2001) ont suggéré que l'utilisation de « extender elements » (les éléments piézocéramiques pour les ondes de compression P) pourrait aider à mieux comprendre la réponse du récepteur.
Champ proche (« Near field effects » en anglais)	La première flexion d'onde du récepteur est inversée.	L'onde de cisaillement se propage à la vitesse de l'onde de compression. Il y aura donc une flexion plus tôt que celle réelle. En conséquence, la vitesse d'onde de cisaillement sera surestimée.	En augmentant la fréquence, le ratio L/λ sera donc augmenté. La limite supérieure du ratio L/λ permet d'éviter une atténuation importante du signal et la limite inférieure de ce ratio permet d'éviter l'effet du champ proche.
Fréquence d'entrée	Une fréquence faible produit une onde dont la longueur est importante.	Une onde dont la longueur est importante va créer un champ proche, donc la détermination du temps de propagation sera influencée.	Il est suggéré que la distance de propagation (L) soit ≥ 2-3 fois la longueur d'onde (λ) (Sanchez-Salinero et al., 1986). En général, pour un essai triaxial, la fréquence recommandée est entre 2.5 kHz et 12.5 kHz.
Atténuation	Une fréquence élevée est préférée afin d'éviter l'effet du	A une fréquence élevée, la capacité d'absorption énergétique du sol sera favorisée. Par conséquent, cela va réduire	Il y a plusieurs critères sur la fréquence à utiliser selon différentes études. Par exemple, la fréquence d'entrée est recommandée ≥ 5 kHz

	champ proche.	l'interaction entre le sol et les éléments piézoélectriques et atténuer les signaux.	(Brignoli et al., 1996) ; et entre 2 kHz - 10 kHz (Cho et Finno, 2010).
Effet d'interférences (« cross-talk » en anglais)	Le couplage électromagnétique entre l'émetteur et le récepteur se manifeste via un signal de sortie ayant une composante précoce.	En conséquence, le temps de propagation d'onde est masqué. Cet effet sera favorisé dans un sol humide.	Cet effet peut être éliminé en reliant l'émetteur et le récepteur à une masse électrique (Lee et Santamarina, 2005).
Géométrie et taille de l'échantillon	Comme le sol est un milieu dissipatif, une propagation sur une distance importante va réduire son amplitude.	Le signal reçu est atténué.	Selon la norme ASTM (2008), la distance de propagation doit être $\geq$ 10 fois la taille moyenne des grains ; et le ratio $D/\lambda \geq 5$ (D : dimension latérale).
Couplage et alignement des éléments piézoélectriques	Le couplage entre les éléments piézoélectriques et le sol permet essentiellement d'assurer un bon transfert énergétique. L'émetteur et le récepteur doivent être alignés dans un même plan.	Si le couplage n'est pas bien assuré, la réponse d'onde sera plus bruitée et la détermination du temps de propagation en sera influencée. Si l'alignement des lames n'est pas assuré, la réponse d'ondes du récepteur sera affaiblie.	La méthode d'installation des éléments piézoélectriques dépend du type de sol (en particulier, de sa rigidité). La méthode doit permettre un bon couplage, une faible perturbation du sol autour de la lame et une protection intégrale des lames des éléments piézoélectriques. Il est conseillé de repérer les embases supérieure et inférieure afin d'aligner correctement les deux lames des éléments piézoélectriques.

Méthode de détermination du temps de propagation	Première flexion, pic-à-pic, corrélation croisée (« cross-correlation » en anglais)	Des méthodes différentes donneront des réponses différentes sur le temps de propagation.	Les méthodes de première flexion et pic-à-pic donnent les meilleurs résultats par rapport à d'autres méthodes (Alvarado et Coop, 2012; Kumar et Madhusudhan, 2010)

1.3.3.4. Paramètres élastiques de l'argile de Londres et l'argile de Gault

Les paramètres d'élasticité isotrope transversale de l'argile de Londres et l'argile de Gault sont regroupés dans le Tableau 1-11. Parmi les 7 paramètres mentionnés dans ce tableau, les modules de cisaillement à petites déformations G_{hh} et G_{hv} sont les paramètres les plus étudiés grâce à leur détermination relativement facile via les mesures de vitesse d'ondes de cisaillement.

Tableau 1-11 : Etudes antérieures sur les paramètres d'élasticité isotrope transversale de l'argile de Londres et l'argile de Gault (modifié d'après Yimsiri et Soga, 2011).

Auteurs	Technique	Consolidation	E_v	E_h	G_{vh}	G_{hh}	ν_{vh}	ν_{hv}	ν_{hh}
Argile de Londres									
Powell et Butcher (1991)	SW, SCPT	In-situ			•	•			
Hight et al. (1997)	CH, DH	In-situ			•	•			
	BE	Sans confinement			•	•			
Jovicic et Coop (1998)	BE	Isotrope			•	•			
Gasparre et al. (2007)	TX & BE, TSHC	Anisotrope	•	•	•		•	•	•
Argile de Gault									
Powell et Butcher (1991)	SW, SCPT	In-situ			•	•			
Pennington et al. (1997)	BE	Anisotrope			•	•			
Lings et al. (2000)	TX & BE	Anisotrope	•	•	•		•		•
Yimsiri et Soga (2011)	TX & BE	Isotrope	•	•	•	•	•	•	•

SW : Onde de surface ; SCPT : essais de pénétration au cône sismique ; CH : Essai Cross-Hole, DH : Essai Down-Hole; BE : Eléments piézoélectriques ; TSHC : cylindre creux pour cisaillement en torsion (torsional shear hollow cylinder) ; TX : essai triaxial.

L'argile de Gault est une argile raide qui se trouve à Madingley, près de Cambridge. Ce site a été bien caractérisé par Butcher et Powell (1995), Kay et Parry (1982), Marsland et Powell (1990). A Madingley, l'épaisseur de la couche d'argile de Gault est d'environ 40 m. Cette argile limoneuse est plastique et contient environ 30% de carbonates. Sa limite de plasticité est de 31% et sa limite de liquidité est de 74%. Sa teneur en eau naturelle est de 30%. Les échantillons utilisés ont été prélevés à une profondeur de 7 m – 8 m. Le coefficient des terres au repos K_0 et le rapport de sur-consolidation OCR sont estimés à 2,1 et 3,0 respectivement. Les profils géologiques de l'argile de Gault et de l'argile de Londres sont présentés sur la Figure 1-22. Lings et al. (2000) ont été les premiers à mesurer les paramètres élastiques de l'argile de Gault. Ils ont mené leurs études expérimentales avec :

- des essais triaxiaux de compression (consolidation K_0) pour déterminer les modules d'Young et les coefficients de Poisson dans deux directions, verticale et horizontale ;
- des essais aux éléments piézoélectriques pour déterminer les modules de cisaillement dans deux directions.

Gasparre et al. (2007) ont réalisé une étude complète pour déterminer les cinq paramètres de l'argile de Londres prélevée sur le site de Heathrow T5. Plus de détails sur les propriétés de cette argile sont présentés dans les travaux de Hight et al., (2007) et King (1981). Ils ont utilisé deux types de cellules triaxiales : cellule classique équipée des éléments piézoélectriques et cellule à cylindre creux.

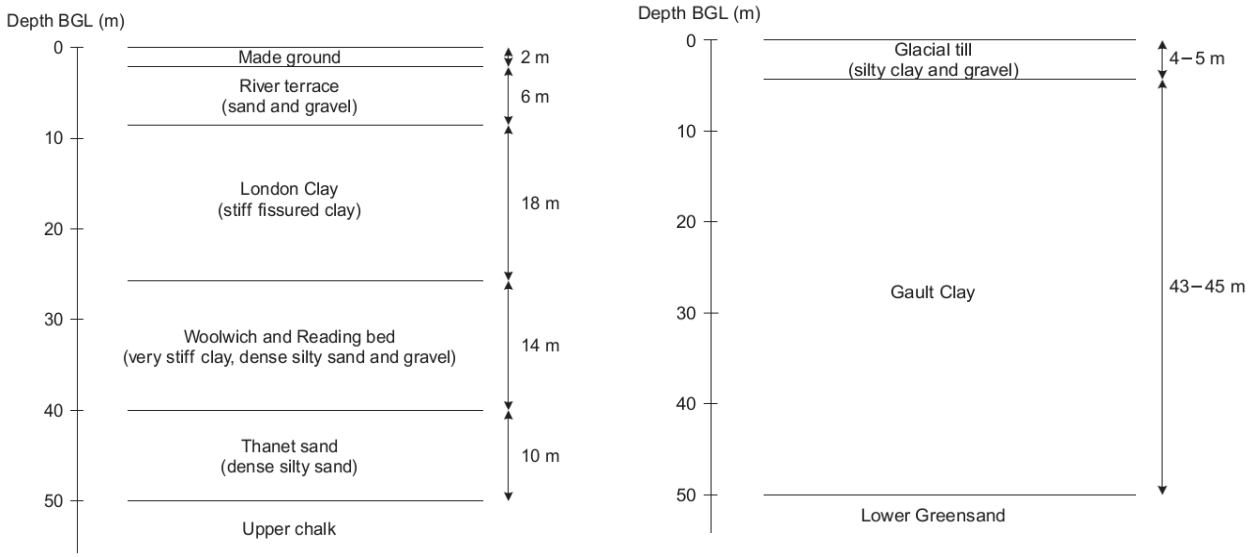


Figure 1-22 : Profils géologiques de l'argile de Londres (à gauche) et de l'argile de Gault (à droite) (Yimsiri et Soga, 2011).

En vue de compléter ces dernières études, Yimsiri et Soga (2011) ont utilisé la cellule triaxiale classique équipée d'éléments piézoélectriques (développés par Nakagawa et al., 1996) et des capteurs de déformations locales dont la précision est de 0,001% (développés par Yimsiri et al., 2005) afin de mesurer les paramètres élastiques de l'argile de Londres et de l'argile de Gault. Deux types d'éprouvette : perpendiculaire et parallèle au plan du litage ont été consolidés de façon isotrope. Le diamètre des éprouvettes est de 50 mm. Leur hauteur est de 100 mm et 80 mm, selon que l'éprouvette est orientée perpendiculairement ou parallèlement au plan du litage, respectivement. Dans chaque cas, l'éprouvette est reconsolidée sous sa contrainte in-situ : 240 kPa - 320 kPa pour l'argile de Londres ; 240 kPa - 250 kPa pour l'argile de Gault. A la suite de la reconsolidation, un temps de stabilisation de 4 jours a été adopté afin de minimiser le fluage ultérieur, pendant la phase de cisaillement.

La phase de cisaillement est contrôlée via la déformation axiale. La vitesse de déformation imposée était de 0,05%/h (0,05 mm/h pour l'éprouvette perpendiculaire au plan du litage et 0,04 mm/h pour l'éprouvette parallèle au plan du litage). Les valeurs des paramètres élastiques sont comparées dans le Tableau 1-12. On voit que l'argile de Gault est plus raide que l'argile de Londres. L'anisotropie est mise en évidence par le rapport des modules d'Young et le rapport des modules de cisaillement dans deux directions (verticale et horizontale), qui sont tous deux supérieurs à l'unité. Les coefficients de Poisson sont difficiles à mesurer, ce qui explique les écarts importants entre les valeurs obtenues dans les différentes études. Théoriquement, $\nu_{hh} > \nu_{hv,}$ mais cette relation est vérifiée seulement dans l'étude de Yimsiri et Soga (2011) (Tableau 1-12).

Le rapport E_h/E_v dans cette étude est comparable avec celui obtenu par Atkinson (1975). La valeur de 1,2 pour le rapport G_{hh}/G_{vh} obtenue dans l'étude de Yimsiri et Soga est aussi proche de celle de 1,5 obtenue par Jovicic et Coop (1998). En revanche, Hight et al. (2007) et Gasparre et al. (2007) ont proposé une valeur plus grande pour E_h/E_v (2,4) et pour G_{hh}/G_{vh} (2,0).

La variation du rapport E_h/E_v des argiles de Londres et de Gault avec la déformation axiale pendant un essai triaxial de compression drainé est présentée sur la Figure 1-23. L'anisotropie est presque constante jusqu'au point Y2. Selon Gasparre et al. (2007), deux surfaces de charge sont définies, notées Y1 et Y2 au sein de la surface de charge conventionnelle nommée Y3. Le schéma de ce modèle est montré sur la Figure 1-24. Dans la zone délimitée par la surface Y1, le comportement du sol est élastique linéaire. La surface Y2 correspond au contour d'une zone au-delà de laquelle l'incrément de déformation change la direction et la vitesse de déformation plastique augmente. Gasparre et al. (2007) supposent également que cette surface correspond à la limite où les contacts entre les particules se cassent et le réarrangement des particules se produisent. La limite élastique de la déformation axiale est d'environ 0,0014% pour l'argile de Londres et de 0,0026% pour l'argile de Gault (Yimsiri et Soga, 2011). La tendance d'évolution de la limite élastique avec l'orientation de l'éprouvette et avec la pression de confinement reste difficile à expliquer.

Tableau 1-12 : Paramètres d'élasticité isotrope transversale de l'argile de Londres et de l'argile de Gault (Yimsiri et Soga, 2011).

Paramètre	Argile de Londres		Argile de Gault	
	Yimsiri et Soga (2011)	Gasparre et al. (2007)	Yimsiri et Soga (2011)	Gasparre et al. (2007)
E_v (kPa)	$5500F(e)p'^{0.38}$	122 x 10^3	$12500F(e)p'^{0.34}$	$550p'$
E_h (kPa)	$12000F(e)p'^{0.38}$	238 x 10^3	$29000F(e)p'^{0.34}$	$2186p'$
G_{vh} (kPa)	$4250F(e)p'^{0.38}$	65 x 10^3	$7150F(e)p'^{0.34}$	$507p'$
G_{hh} (kPa)	$5100F(e)p'^{0.38}$	121 x 10^3	$12000F(e)p'^{0.34}$	$1140p'$ (*)
ν_{vh}	0.07	0.1 (**)	0.13	0.00
ν_{hv}	0.15	0.71 (**)	0.3	---
ν_{hh}	0.18	-0.02 (**)	0.21	-0.04
E_h / E_v	2.18	1.95	2.32	3.94
G_{hh} / G_{vh}	1.2	1.86	1.68	2.25

où : p' est en kPa et $F(e)=(2{,}973-e)^2/(1+e)$ (Hardin et Black, 1968)

(*) Calculé par l'équation $G_{hh} = E_h/(2(1+\nu_{hh}))$

(**) Déterminé à partir de l'essai triaxial équipé des éléments piézoélectriques

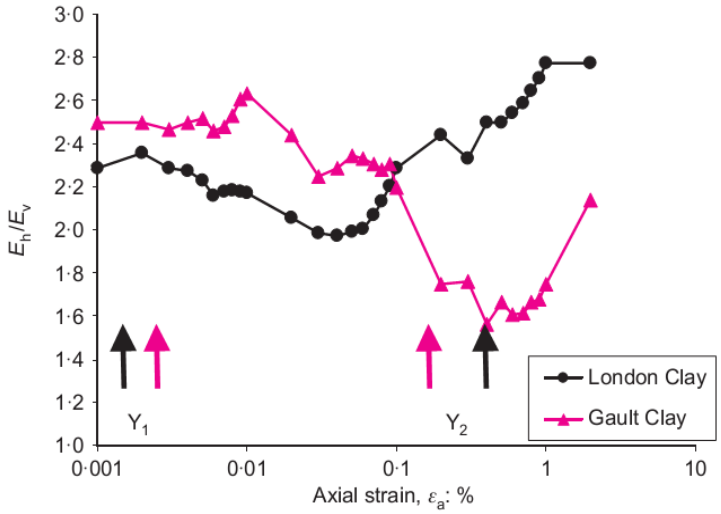


Figure 1-23 : Relation entre E_h/E_v et déformation axiale (Yimsiri et Soga, 2011).

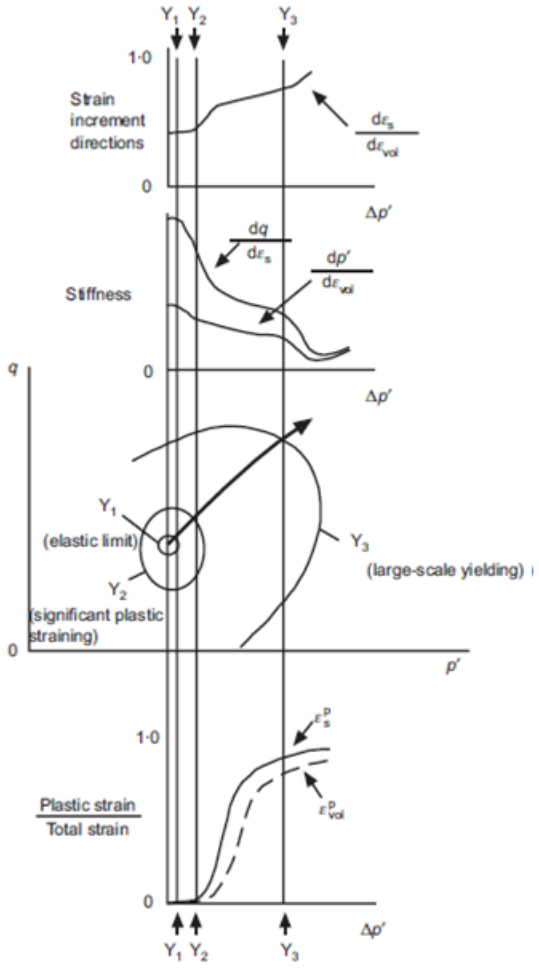


Figure 1-24 : Schéma du principe d'activation des surfaces de charge multiples (Jardine, 1995).

1.3.3.5. Paramètres élastiques de l'argile de Boom affleurante

Piriyakul (2006) a étudié des paramètres élastiques de l'argile de Boom prélevée dans un affleurement à Sint-Katelijne-Waver (en Belgique). Les caractéristiques d'échantillons provenant de profondeurs comprises entre 5,0 m et 8,0 m sont présentées dans le Tableau 1-13.

Tableau 1-13: Caractéristiques de l'argile de Boom à Sint-Katelijne-Waver (Karl, 2005).

Paramètres	Unité	Echantillon			
		C5	D5	C8	D8
Limite de liquidité w_L	%	65.38	65.95	57.51	54.12
Limite de plasticité w_P	%	22.23	23.21	21.02	22.89
Indice de plasticité I_P	%	43.15	42.74	36.49	31.23
Teneur en eau w	%	29.42	24.00	28.25	23.32
Masse volumique ρ	Mg/m^3	2.03	2.04	2.04	2.03

Les cinq paramètres élastiques sont étudiés par l'essai triaxial équipé d'éléments piézoélectriques avec le programme MMSPE (Hernan, 2001). Le programme MMSPE permet de suivre 4 chemins de contraintes :

- contrainte horizontale effective σ_h' constante (pour déterminer E_v et ν_{vh}) ;
- contrainte verticale σ_v' constante (pour déterminer F_h) ;
- contrainte moyenne effective p' constante (pour déterminer K' et J'_{pq}) ;
- déviateur q constant (pour déterminer G' et J'_{qp}).

La hauteur de l'éprouvette est de 100 mm et son diamètre est de 50 mm. L'installation des éléments piézoélectriques et des capteurs locaux est montrée sur la Figure 1-25. G_{hh} et G_{vh} sont déterminés directement à partir des éléments piézoélectriques horizontaux. E_h et ν_{hh} sont calculés à partir de G_{hh} et F_h (déterminé par l'équation (0.0)) :

$$E_h = \frac{4F_h G_{hh}}{F_h + 2G_{hh}} \tag{0.0}$$

$$\nu_{hh} = \frac{F_h - 2G_{hh}}{F_h + 2G_{hh}} \tag{0.0}$$

Afin de déterminer les paramètres élastiques à un niveau de déformation comparable parmi une large gamme de déformation, il est nécessaire de définir une déformation unifiée comme un représentant de la déformation verticale, horizontale et volumique. Burland (1989) a proposé d'utiliser l'incrément de l'énergie de déformation comme suit :

$$\delta U = \sum_0^{\varepsilon_p} (p' - p'_0)\delta\varepsilon_p + \sum_0^{\varepsilon_q} (q' - q'_0)\delta\varepsilon_q \tag{0.0}$$

Tableau 1-14 : Paramètres élastiques de l'argile de Boom naturelle et reconstituée de Sint-Katelijne-Waver et de l'argile de Gault naturelle (Piriyakul, 2006) (*E*, *G* et *F* sont en MPa)

Matériau considéré	Essai	*e*	E_v	ν_{vh}	F_h	G_{hv}	E_h	ν_{hh}
Argile de Gault naturelle	100	0.813	550	0.00	2100	507	2186	-0.041
Argile de Boom naturelle	100	0.589	199	0.00	363	112	347	0.045
Argile de Boom naturelle	200	0.554	202	-0.05	406	130	417	-0.026
Argile de Boom naturelle	400	0.559	280	0.00	662	155	644	0.027
Argile de Boom reconstituée	50	0.752	31	0.00	199	59	202	-0.014
Argile de Boom reconstituée	100	0.575	85	0.00	222	60	213	0.04
Argile de Boom reconstituée	200	0.535	171	0.00	366	103	343	0.059

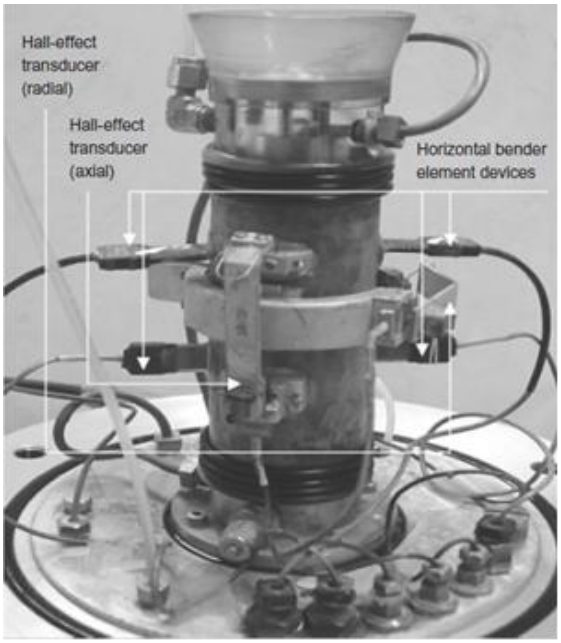


Figure 1-25 : Installation des éléments piézoélectriques horizontaux et des capteurs locaux dans un essai triaxial (Piriyakul. 2006).

Les paramètres élastiques de l'argile de Boom naturelle et reconstituée obtenus à une énergie de déformation $U = 10^{-5}$ kJ/m³ sont montrés dans le Tableau 1-14. Selon Piriyakul, le niveau $U = 10^{-5}$ kJ/m³ a été choisi parce que les valeurs des paramètres élastiques restent plus ou moins constantes à faible énergie de déformation.

Dans le Tableau 1-13, on voit que le rapport E_h/E_v est toujours supérieur à 1. Ceci montre l'isotropie transversale de l'argile de Boom. Notons que, la colonne « Essai » indique la valeur de contrainte verticale effective (en kPa) à laquelle le programme MMSPE a été démarré. Quand la contrainte verticale effective augmente, le module de rigidité augmente aussi. Les modules de l'argile de Boom naturelle sont plus élevés que ceux de l'argile de Boom reconstituée. Dans ce tableau, les paramètres élastiques de référence de l'argile de Gault naturelle correspondent à un niveau de l'énergie de déformation $U = 10^{-6}$ kJ/m³. Vu la variation des valeurs du coefficient de Poisson montrées dans ce tableau, on constate qu'il est difficile à mesurer correctement ce paramètre pour les matériaux intact et reconstitués. Les modules de l'argile de Gault sont très grands, mais notons qu'ils sont mesurés à une énergie de déformation moins élevée.

1.3.3.6. Paramètres élastiques de l'argile de Boom en profondeur

Mises à part les valeurs utilisées dans les modèles présentés aux Tableau 1-5 et

Tableau 1-6, il n'y a pas d'autres valeurs issues d'une étude expérimentale complète pour l'argile de Boom à Mol.

Concernant le module de cisaillement à petites déformations, Lima (2011) a mesuré le G_0 de l'argile de Boom à Mol et de l'argile Yprésienne à Kallo par éléments piézoélectriques (sans confinement). Une onde sinusoïdale de fréquence 50 kHz a été considérée. Des fentes d'une longueur de 14 mm et d'une profondeur de 4 mm étaient préparées dans le sol pour placer les éléments piézoélectriques. Deux types d'échantillon (perpendiculaire et parallèle au plan du litage) ont été étudiés. Les résultats obtenus sont cohérents avec ceux obtenus à l'aide de la colonne résonante (Lima, 2011). Selon ces deux méthodes, le module de cisaillement de l'argile de Boom dans le plan horizontal (G_{hh}) est toujours plus grand que celui dans le plan vertical (G_{vh}). Quant à l'argile Yprésienne, l'effet de l'anisotropie est trouvé moins significatif.

Tableau 1-15 : Résultats des essais par éléments piézoélectriques sur l'argile de Boom et l'argile Yprésienne naturelle (modifié d'après Lima, 2011).

Matériau intact	Orientation de l'éprouvette	G_0 (MPa)
Argile de Boom (à Mol)	Verticale	1135
	Horizontale	1483
Argile Yprésienne (à Kallo)	Verticale	167
	Horizontale	217

En 2012, des études in-situ (à Mol) de propagation d'ondes (V_P, V_S) ont été menées. Les résultats ont donné une valeur de V_P d'environ 2200 m/s et de V_S d'environ 600-800 m/s (Areias et al., 2012). En se basant sur cette valeur de V_S, le module de cisaillement moyen de l'argile de Boom à Mol est estimé entre 720 et 1280 MPa environ. Jongmans et al. (1990) ont aussi déterminé des valeurs de vitesse d'onde de cisaillement V_S (650-850 m/s) et d'onde de compression V_p (1800 m/s) à partir des essais « cross-hole » à Mol. Grâce à des essais pressiométriques, Clarke et Allan (1990) ont déterminé des valeurs de G sécant (déformation entre 1% et 3%) variant entre 200 et 800 MPa.

1.3.4. Anisotropie de la propagation d'ondes

1.3.4.1. Vitesse de phase et vitesse de groupe (Crampin, 1977)

Une onde est une propagation d'une perturbation produisant sur son passage une variation réversible des propriétés physiques locales du milieu. Elle se déplace avec une vitesse qui dépend des caractéristiques du milieu de propagation. Il existe deux types de vitesse d'onde qui sont parfois égaux : vitesse de phase et vitesse de groupe.

Dans un milieu anisotrope homogène, la vitesse de groupe, qui est la vitesse de propagation de la perturbation des particules (ou de propagation de l'énergie) peut être différente de la vitesse de phase (Figure 1-26).

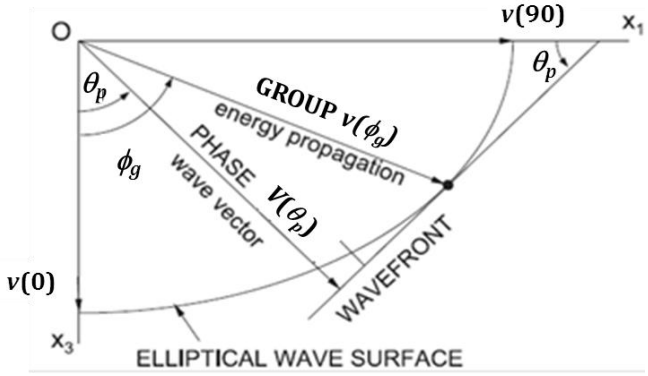


Figure 1-26 : **Relation entre vitesse de groupe $v(\phi_g)$ et vitesse de phase $V(\theta_p)$ quand l'énergie se propage avec une surface d'onde elliptique. La surface d'onde est la surface de perturbation des particules dans une unité de moment. L'axe symétrique est parallèle à l'axe x_3 (modifiée d'après Song et al., 2004).**

1.3.4.2. Première hypothèse : isotropie transversale

Les formules de la vitesse de phase en fonction de l'angle de phase θ (équations (0.0) à (0.0)) dans un matériau isotrope transversal peuvent être trouvées dans plusieurs références telles que Jean (1989), Kim et al. (2012), Song et al. (2004) :

$$\rho V_P^2(\theta_p) = \frac{1}{2}\left[C_{33} + C_{44}(C_{11} - C_{33})\sin^2\theta_p + D(\theta_p)\right] \quad (0.0)$$

$$\rho V_{SV}^2(\theta_p) = \frac{1}{2}\left[C_{33} + C_{44}(C_{11} - C_{33})\sin^2\theta_p - D(\theta_p)\right] \quad (0.0)$$

$$\rho V_{SH}^2\left(\theta_p\right)=\frac{1}{2}\left(C_{11}-C_{12}\right)\sin^2\theta_p+C_{44}\cos^2\theta_p \qquad (0.0)$$

où C_{11}, C_{12}, C_{13}, C_{33}, C_{44} : paramètres d'élasticité de la matrice de rigidité d'un matériau isotrope transversal (voir l'équation (0.0)) ; ρ : densité du milieu ; θ_p : angle de phase (angle entre le vecteur d'onde perpendiculaire à la surface d'onde et l'axe de symétrie le long de la direction x_3 (Figure 1-26) ; $D(\theta)$: combinaison quadratique définie comme suit :

$$D\left(\theta_p\right)=\left\{\begin{array}{l}\left(C_{33}-C_{44}\right)^2+2\left[2\left(C_{13}+C_{44}\right)^2-\left(C_{33}-C_{44}\right)\left(C_{11}+C_{33}-2C_{44}\right)\right]\sin^2\theta_p\\+\left[\left(C_{11}+C_{33}-2C_{44}\right)^2-4\left(C_{13}+C_{44}\right)^2\right]\sin^4\theta_p\end{array}\right\}^{1/2} \qquad (0.0)$$

Si on utilise les angles 0° et 90° représentant deux orientations pour les mesures des ondes P et S, on peut calculer les quatre constantes d'élasticité indépendantes :

$$C_{11}=\rho V_P^2\left(90°\right) \qquad (0.0)$$

$$C_{12}=C_{11}-2\rho V_{SH}^2\left(90°\right) \qquad (0.0)$$

$$C_{33}=\rho V_P^2\left(0°\right) \qquad (0.0)$$

$$C_{44}=\rho V_{SH}^2\left(0°\right)\equiv\rho V_{SV}^2\left(0°\right) \qquad (0.0)$$

Dans les deux cas (θ = 0° ou 90°), C_{13} dans l'équation (0.0) disparait. La méthode la plus simple pour obtenir C_{13} est de prendre θ = 45° dans l'équation (0.0) :

$$C_{13}=-C_{44}+\left[\begin{array}{l}4\rho^2V_P^4\left(45°\right)-2\rho V_P^2\left(45°\right)\left(C_{11}+C_{33}+2C_{44}\right)\\+\left(C_{11}+C_{44}\right)\left(C_{33}+C_{44}\right)\end{array}\right]^{1/2} \qquad (0.0)$$

Grâce aux équations (0.0) à (0.0), on peut déterminer la matrice [C]. Après inversion de [C], les cinq paramètres d'élasticité isotrope transversale sont déterminés. Si on dénote que $|C|$ est le déterminant de la matrice [C], les paramètres élastiques sont calculés comme suit :

$$E_h=\frac{|C|}{C_{11}C_{33}-C_{33}{}^2} \qquad (0.0)$$

$$E_v=\frac{|C|}{C_{11}{}^2-C_{12}{}^2} \qquad (0.0)$$

$$\nu_{hh} = \frac{C_{12}C_{33} - C_{13}^{\ 2}}{C_{11}C_{33} - C_{13}^{\ 2}} \quad (0.0)$$

$$\nu_{hv} = \frac{C_{13}(C_{11} - C_{12})}{C_{11}C_{33} - C_{13}^{\ 2}} \quad (0.0)$$

$$\nu_{vh} = \frac{C_{13}}{C_{11} + C_{12}} \quad (0.0)$$

$$G_{hh} = \frac{E_1}{2(1+\nu_{hh})} \quad (0.0)$$

$$G_{hv} = C_{44} \quad (0.0)$$

1.3.4.3. Deuxième hypothèse : anisotropie ellipsoïdale

Selon la partie 1.3.4.2, tous les paramètres de rigidité sauf C_{13} peuvent être obtenus à partir des valeurs des ondes P et S dans deux directions: parallèle et perpendiculaire au plan du litage. Selon l'équation (0.0), il est nécessaire de mesurer la vitesse de l'onde P suivant l'angle θ = 45° pour déterminer C_{13}. Mais la mesure directe de cette vitesse de phase selon une direction oblique est très compliquée parce que la vitesse de phase est différente de la vitesse de groupe (Mah, 2003).

Byun (1984), Byun et Cheng (1986) ont introduit le concept de la surface d'onde déterminée par la vitesse de groupe qui est la vitesse de l'énergie de propagation. Selon eux, la surface d'onde de l'énergie de propagation depuis un point source est une ellipsoïde (Figure 1-26). La propagation de phase est toujours perpendiculaire au front d'onde. La vitesse de groupe $v(\phi_p)$ est une fonction d'un angle ϕ_p. $v(\phi)$ est mesurée par la distance entre l'origine et le point sur la surface d'onde, divisée par le temps. La vitesse de phase $V(\theta)$ selon l'angle θ est obtenue par Byun (1984) :

$$V(\theta_p) = v(\phi_g)\cos(\phi_g - \theta_p) \quad (0.0)$$

Pour θ = 45° :

$$v\left(\phi_g\right) = \sqrt{\frac{V(90°)^4 + V(0°)^4}{V(90°)^2 + V(0°)^2}} \quad (0.0)$$

$$\phi_g = \tan^{-1}\left(\frac{V(90°)^2}{V(0°)^2}\right) \quad (0.0)$$

1.3.4.4. Anisotropie du module de cisaillement

Cette partie vise à effectuer les transformations mathématiques puis à déterminer le module de cisaillement dans le plan incliné à 45° (G_{45h}) à partir des modules de cisaillement dans les plans vertical (G_{vh}) et horizontal (G_{hh}) en utilisant différentes approches.

- Avec la première hypothèse (partie 1.3.4.2) et en utilisant les équations (0.0), (0.0), (0.0) et (0.0), on peut calculer la vitesse d'onde de cisaillement $V_{S(h45)}$ de la façon suivante :

$$V_{S(45h)} = \sqrt{\frac{V_{S(vh)}^2 + V_{S(hh)}^2}{2}} \quad (0.0)$$

Le module de cisaillement dans le plan incliné 45° est donc :

$$G_{45h} = \frac{G_{vh} + G_{hh}}{2} \quad (0.0)$$

- Avec la deuxième hypothèse (partie 1.3.4.3) et en utilisant les équations (0.0), (0.0), (0.0), on peut calculer la vitesse de phase à l'angle $\theta = 45°$:

$$V(45°) = \sqrt{\frac{V(90°)^4 + V(0°)^4}{V(90°)^2 + V(0°)^2}} \cos\left[\tan^{-1}\left(\frac{V(90°)^2}{V(0°)^2}\right) - 45°\right] \quad (0.0)$$

A utilisant les notations de la Figure 1-26, on remplace les valeurs de vitesse $v(90°)$ et $v(0°)$ dans l'équation (0.0) par les valeurs des modules de cisaillement G_{hh} et G_{vh} respectivement :

$$G_{45h} = \frac{G_{hh}^2 + G_{vh}^2}{G_{hh} + G_{vh}} \cos^2\left[\tan^{-1}\left(\frac{G_{hh}}{G_{vh}}\right) - 45°\right] \quad (0.0)$$

- La troisième approche est présentée par Zeng et Ni (1999). Selon eux, quand l'émetteur est activé, le signal est également reçu par le récepteur horizontal. Cela veut dire que l'onde de

cisaillement se propage sur un trajet faisant un angle α par rapport au plan horizontal (voir Figure 1-27).

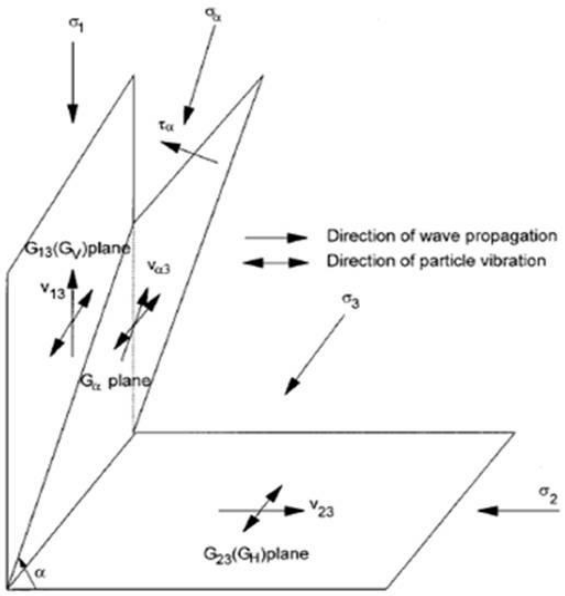


Figure 1-27 : **Etat de contraintes et directions de propagation et de vibration des ondes de cisaillement (Zeng et Ni, 1999)**

Pour le matériau isotrope transversal, le module de cisaillement dans le plan incliné G_α (Figure 1-27) peut être déterminé par (Zeng et Grolewski, 2005) :

$$G_\alpha = \frac{G_{vh}G_{hh}}{G_{hh}\sin^2\alpha + G_{vh}\cos^2\alpha} \qquad (0.0)$$

Pour $\alpha = 45°$:

$$G_{45h} = \frac{2G_{vh}G_{hh}}{G_{hh} + G_{vh}} \qquad (0.0)$$

1.3.5. Anisotropie de la conductivité thermique

Le transfert thermique dans une dimension direction *x* donnée est exprimé par la loi de Fourrier :

$$q = -\lambda \frac{dT}{dx} \qquad (0.0)$$

où q est la densité de flux de chaleur (W/m²), λ est la conductivité thermique (W/(m.K)) et dT/dx est le gradient de température le long de la direction *x*.

Dans un matériau anisotrope, la conductivité thermique effective λ mesurée autour d'une aiguille thermique est liée aux composantes principales du tenseur de conductivité thermique par l'équation suivante (Grubbe et al., 1983; Popov et al., 1999) :

$$\lambda = \sqrt{\lambda_A.\lambda_B \cos^2(\gamma_t) + \lambda_A.\lambda_C \cos^2(\beta_t) + \lambda_B.\lambda_C \cos^2(\alpha_t)} \qquad (0.0)$$

où λ_A, λ_B, λ_C sont les trois composantes principales du tenseur de conductivité thermique (Figure 1-28) ; α_t, β_t et γ_t sont les angles entre l'axe de l'aiguille thermique et les directions principales du tenseur de conductivité thermique A, B, C respectivement.

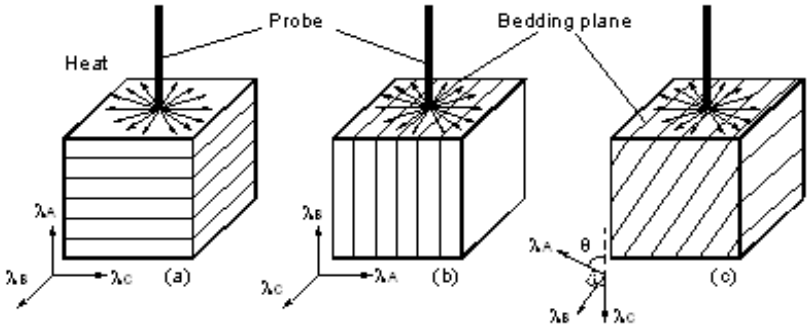


Figure 1-28 : **Axes principaux du tenseur de conductivité thermique et position de l'aiguille thermique dans trois cas d'étude.**

Si on connait les trois angles α_t, β_t et γ_t on peut calculer la conductivité thermique dans une direction quelconque. Pour un matériau isotrope transversal, on a :

$$\lambda_A = \lambda_\perp \qquad \lambda_B = \lambda_C = \lambda_{//} \qquad (0.0)$$

où $\lambda_\perp$ est la conductivité thermique perpendiculaire au plan du litage et $\lambda_{//}$ est la conductivité thermique parallèle au plan du litage.

Dans le cas où l'aiguille thermique est perpendiculaire au plan du litage (α_t = 0° et β_t = γ_t = 90°), la conductivité thermique mesurée λ_0 devient $\lambda_\perp$. Lorsque l'aiguille thermique est parallèle au plan du litage (α_t = γ_t = 90°, β_t = 0°), la conductivité thermique mesurée devient λ_{90} ; elle dépend à la fois de $\lambda_\perp$ et de $\lambda_{//}$. En utilisant l'équation (0.0), on peut calculer λ_{90} :

$$\lambda_{90} = \sqrt{\lambda_A.\lambda_C \cos^2(0°)} = \sqrt{\lambda_\perp.\lambda_{//}} \qquad (0.0)$$

L'équation (0.0) peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\lambda_{\perp} = \frac{(\lambda_{90})^2}{\lambda_0} \qquad (0.0)$$

L'équation (0.0) a été utilisée par plusieurs auteurs (Davis et al., 2007; Gong, 2005; Munroe et Sass, 1987; Penner, 1963; Popov et al., 2012; Pribnow et al., 2000; Riche et Schneebeli, 2012) pour déterminer la conductivité thermique dans la direction perpendiculaire au plan du litage à partir des mesures expérimentales de λ_0 et λ_{90}.

Dans un matériau isotrope transversal, quand la source thermique forme un angle θ par rapport au vecteur normal du plan du litage (Figure 1-28c), la conductivité thermique apparente est déterminée par l'équation (0.0):

$$\lambda_{\theta} = \sqrt{\lambda_{\perp}.\lambda_{//} \sin^2(\theta) + (\lambda_{//})^2 \cos^2(\theta)} \qquad (0.0)$$

Donc,

$$\lambda_{\theta} = \sqrt{\left[(\lambda_0)^2 \cos^2(\theta) + (\lambda_{90})^2 \sin^2(\theta)\right]} \qquad (0.0)$$

Pour θ= 45° :

$$\lambda_{45} = \sqrt{\frac{\left[(\lambda_0)^2 + (\lambda_{90})^2\right]}{2}} \qquad (0.0)$$

Les valeurs de la conductivité thermiques de quelques argiles raides et argilites sont rapportées dans le Tableau 1-16. Ces matériaux sont isotropes transversaux et présentent des valeurs de $\lambda_{//}$ toujours plus grandes que $\lambda_{\perp}$. Dans ce tableau, le degré d'anisotropie η, défini comme le rapport entre $\lambda_{//}$ et $\lambda_{\perp}$, est également donné pour chaque matériau. Parmi ces valeurs, les résultats pour l'argile de Boom à Mol sont déterminés par analyse inverse (dans projet ATLAS III). La conductivité thermique de l'argile de Boom est supérieure à celle de l'argile de Londres et inférieure à celle de l'argilite du COx. Il n'y a pas de mesures distinctes ($\lambda_{//}$ et $\lambda_{\perp}$) pour l'argile Yprésienne. Les valeurs de l'argile Yprésienne et de l'argile de Londres sont un peu plus faibles que pour les autres argiles ou argilites.

Tableau 1-16 : Conductivités thermiques des argiles raides et argilites.

Matériau	$\lambda_{//}$ (W/(m.K))	$\lambda_{\perp}$ (W/(m.K))	$\eta = \lambda_{//}/\lambda_{\perp}$	Référence utilisée
Argile de Boom	1.65	1.31	1.26	(Chen et al., 2011), (Garitte et al., 2009)
Argile de Londres	1.19	0.83	1.43	(Midtomme et Roaldset, 1999)
	1.55	0.76	2.04	(Jobmann et Polster, 2007)
Argile d'Opalinus	1.84	0.55	3.35	(Mügler et al., 2006)
	1.9	1.07	1.78	
Argilite de COx	1.9 - 2.7	1.3 - 1.9	1.4 - 1.5	(ANDRA, 2005)
Argile Yprésienne	0.62 - 1.12		---	(ONDRAF, 2005)

1.3.6. Anisotropie de la conductivité hydraulique

L'anisotropie de la conductivité hydraulique a été étudiée pour plusieurs matériaux isotropes transversaux. Lima (2011) a réalisé des essais à volume constant et des essais oedométriques pour déterminer la conductivité hydraulique de l'argile de Boom et de l'argile Yprésienne à plusieurs températures différentes (20°C, 40°C, 60°C, 80°C). Cette étude a montré que la conductivité hydraulique dans la direction parallèle au plan du litage ($k_{//}$) est plus grande que celle dans la direction perpendiculaire au plan du litage ($k_{\perp}$). L'anisotropie de la perméabilité de l'argilite du COx a été aussi mise en évidence par analyse inverse (Enssle et al., 2011). Suite à ce travail, deux valeurs de conductivité hydraulique ont été proposées pour l'argilite du COx : $k_{//}$ = 7x10^{-13} (m/s) et $k_{\perp}$ = 4x10^{-13} (m/s).

Concernant l'argile de Boom, à la température ambiante (20°C), plusieurs études antérieures au laboratoire ont montré une valeur de $k_{\perp}$ variant entre 2 x 10^{-12} m/s et 4 x 10^{-12} m/s (Baldi et al., 1991, 1987; Delage et al., 2000; Bastiaens et al., 2006; TIMODAZ, 2007). La valeur $k_{//}$ est de l'ordre de 5 x 10^{-12} m/s (Wemaere et al., 2008; Yu et al., 2011). Les mêmes résultats ont été obtenus dans les autres études. En effet, pour un flux perpendiculaire à la stratigraphie, $k_{\perp}$ est trouvée entre 2 x 10^{-12} m/s et 3,5 x 10^{-12} m/s, et pour un flux parallèle à la stratigraphie, une valeur de 5,5 x 10^{-12} m/s est estimée (Coll, 2005; Horseman et al., 1987).

Quant aux mesures in-situ, les valeurs de conductivité hydraulique de l'argile de Boom à Mol présente un profil typique avec une partie très homogène sur environ 61 m d'épaisseur dans les membres « Putte et Terhagen » qui est également la partie la moins perméable de l'argile de Boom. Les conductivités hydraulique perpendiculaire ($k_{\perp}$) et parallèle ($k_{//}$) au litage pour les membres

Putte et Terhagen sont de 1,7 x 10^{-12} m/s et 4,4 x 10^{-12} m/s, respectivement. Le degré de l'anisotropie ($k_{//}$ / $k_{\perp}$) est autour de 2,5. Les valeurs de k plus élevées (mais classées encore faibles pour le stockage de déchets nucléaires) de 10^{-12} m/s à 10^{-10} m/s sont observées dans la zone plus limoneuse, au-dessus et au-dessous des membres Putte et Terhagen - c'est-à-dire les couches Belsele-Waas et Boeretang.

Autour de la galerie (6-8 m à partir de l'extérieur du mur de galerie), la conductivité hydraulique augmente rapidement (Bastiaens et al., 2005). La valeur la plus élevée est mesurée près de la galerie et est de l'ordre de 10^{-11} m/s (Figure 1-29). On pense que cette augmentation est plutôt causée par des contraintes effectives plus faibles après l'excavation. Ces valeurs de conductivité hydraulique in-situ ont été mesurées en 2004 puis en 2005 à l'aide de pressiomètres positionnés perpendiculairement et parallèlement par rapport au plan du litage : R55D et R55E respectivement. Ces résultats sont présentés sur la Figure 1-29. En comparant les quatre courbes dans cette figure, on voit que les mesures n'ont pas beaucoup évolué dans le temps (surtout pour les mesures du pressiomètre R55E). Comme l'écoulement traversant le pressiomètre R55D concerne principalement la conductivité hydraulique parallèle au plan du litage, la conductivité hydraulique mesurée est considérée comme étant $k_{//}$. Par contre, l'écoulement traversant le pressiomètre R55E concerne les conductivités hydrauliques à la fois perpendiculaire et parallèle au plan du litage ; de façon analogue à ce qui a été discuté dans le cas de la conductivité thermique, la valeur mesurée est une valeur géométrique (k_g) combinant les conductivités hydrauliques $k_{//}$ et $k_{\perp}$ (équation (0.0)) (Roy, 1991) :

$$k_g = \sqrt{k_{\perp}.k_{//}} \qquad (0.0)$$

La relation (0.0) est équivalente à celle rencontrée dans le cas de la conductivité thermique (équation (0.0)).

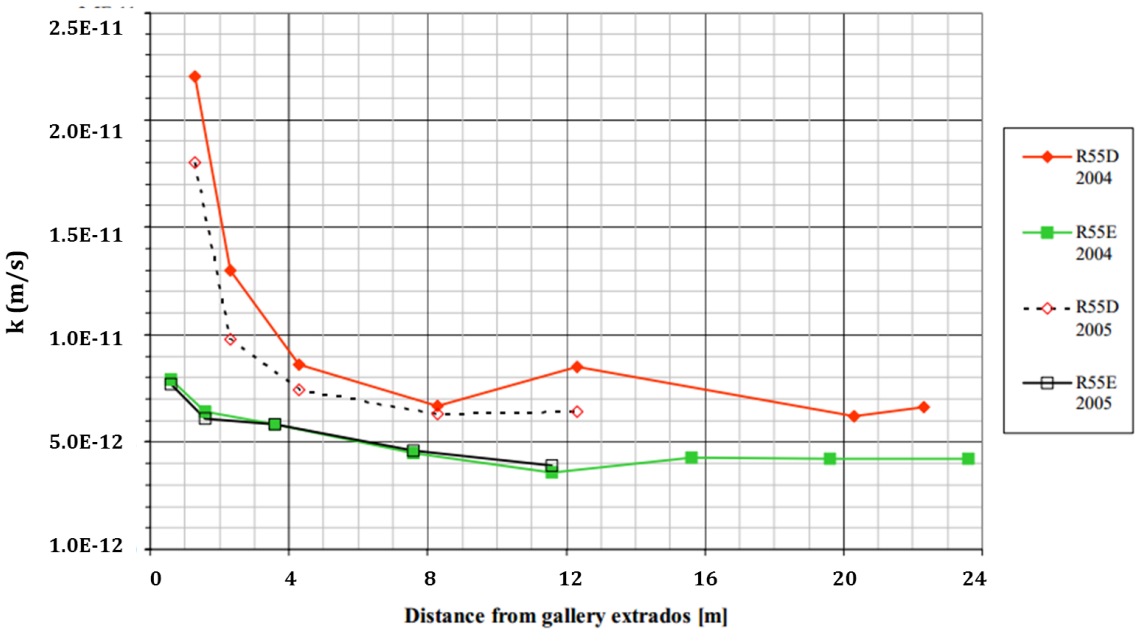


Figure 1-29 : Mesures de conductivité hydraulique autour de la galerie à l'aide de deux piézomètres horizontal (R55E) et vertical (R55D) en 2004 et 2005 (modifiée d'après Bastiaens et al., 2005).

1.3.7. Anisotropie du comportement au gonflement

Wakim (2005) a étudié le comportement au gonflement de l'argilite de Lorraine. Ce matériau se trouve à une profondeur de 900 mètres dans la mine de la Houve dans les houillères du Bassin de Lorraine. La masse volumique de cette argilite est de 2,65 Mg/m^3. Ce matériau est composé de 70% de minéraux argileux tels que l'illite, la chlorite et la kaolinite. Les autres minéraux sont du quartz et du feldspath. La teneur en eau in-situ est de 1,2%. La porosité est de l'ordre de 4,5%.

Afin d'étudier l'anisotropie du gonflement, des essais de gonflement libre et empêché (pour lesquels une pression de gonflement est mesurée) ont été effectués sur quatre échantillons orientés différemment avec α = 0°, 30°, 45°, 90°. L'angle α est défini comme l'angle entre le plan du litage et la direction horizontale. Ainsi, un échantillon avec α = 0° correspond à un échantillon perpendiculaire au plan du litage. Les résultats du gonflement libre de chaque type d'échantillon sont montrés sur la Figure 1-30a. On voit facilement que le gonflement perpendiculaire au plan du litage (α = 0°) est plus grand que ceux dans les autre sens. L'échantillon avec α = 90° gonfle le moins en raison de sa direction parallèle au plan du litage. La Figure 1-30b montre la pression de gonflement de deux types d'échantillon différents. La pression de gonflement dans la direction

perpendiculaire au plan du litage est d'environ 0,67 MPa, plus grande que celle dans la direction parallèle au plan du litage (0,25 MPa).

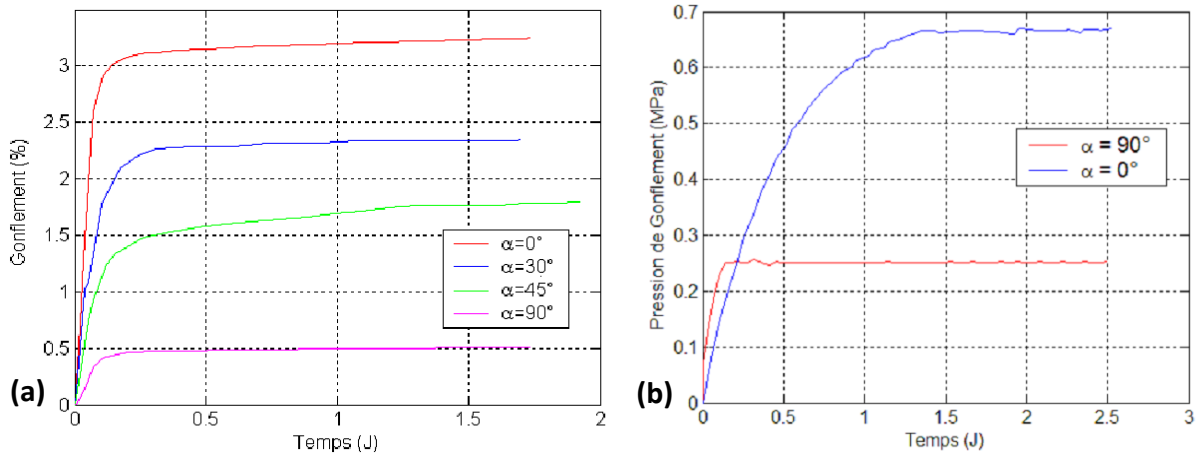


Figure 1-30 : Anisotropie du gonflement et de pression de gonflement (α = angle entre plan du litage et la direction horizontale) (Wakim, 2005).

Quant à l'argile de Boom, elle est considérée comme saturée en conditions in-situ. Cependant, en raison des conditions de transport et de stockage, les échantillons sont plus ou moins séchés avant les essais. Lorsque ces échantillons sont re-saturés à une contrainte relativement faible, il y a un gonflement plus au moins grand, dépendant de l'état de contrainte. Par exemple, un gonflement $\Delta\varepsilon_v$ = -0,4 % a été observé lors de la re-saturation sous une contrainte de σ_v = 3 MPa (Nguyen, 2013). Plusieurs valeurs de pression de gonflement (σ_s) ont été trouvées pour l'argile de Boom : σ_s = 0,8 - 0,9 MPa (Sultan, 1997), σ_s = 0,48 MPa (Sultan et al., 1998), σ_s = 0,5 - 2 MPa (Coll et al., 2008), σ_s = 0,3 ; 0,82 ; 0,92 ; 1,1 ; 1,7 MPa pour les éprouvettes perpendiculaires au plan du litage et σ_s = 1 MPa pour les éprouvettes parallèles au plan du litage (Horseman et al., 1987). Il n'existe pas d'étude complète qui explique cette large variation de la pression de gonflement de l'argile de Boom.

1.3.8. Anisotropie du comportement déviatorique

L'anisotropie du comportement déviatorique est étudiée en analysant les courbes des essais triaxiaux sur des éprouvettes orientées différemment. Concernant l'argilite de Tournemire, Niandou et al. (1997) ont effectué des essais triaxiaux sur trois types d'échantillon (perpendiculaire, parallèle et incliné à 45° par rapport au plan du litage) sous plusieurs contraintes de confinement différentes (σ_3 = 5, 10, 30, 40, 50 MPa). Les résultats dans le plan (ε_a - q) de ces essais sont montrés sur la Figure 1-31. Pour un même type d'échantillon, plus la contrainte de confinement est importante,

plus le déviateur au pic est grand. A une même contrainte de confinement, les valeurs du déviateur au pic (q_{pic}) suivent l'ordre suivant : q_{pic} de l'échantillon incliné 45° < q_{pic} de l'échantillon perpendiculaire au litage < q_{pic} de l'échantillon parallèle au litage.

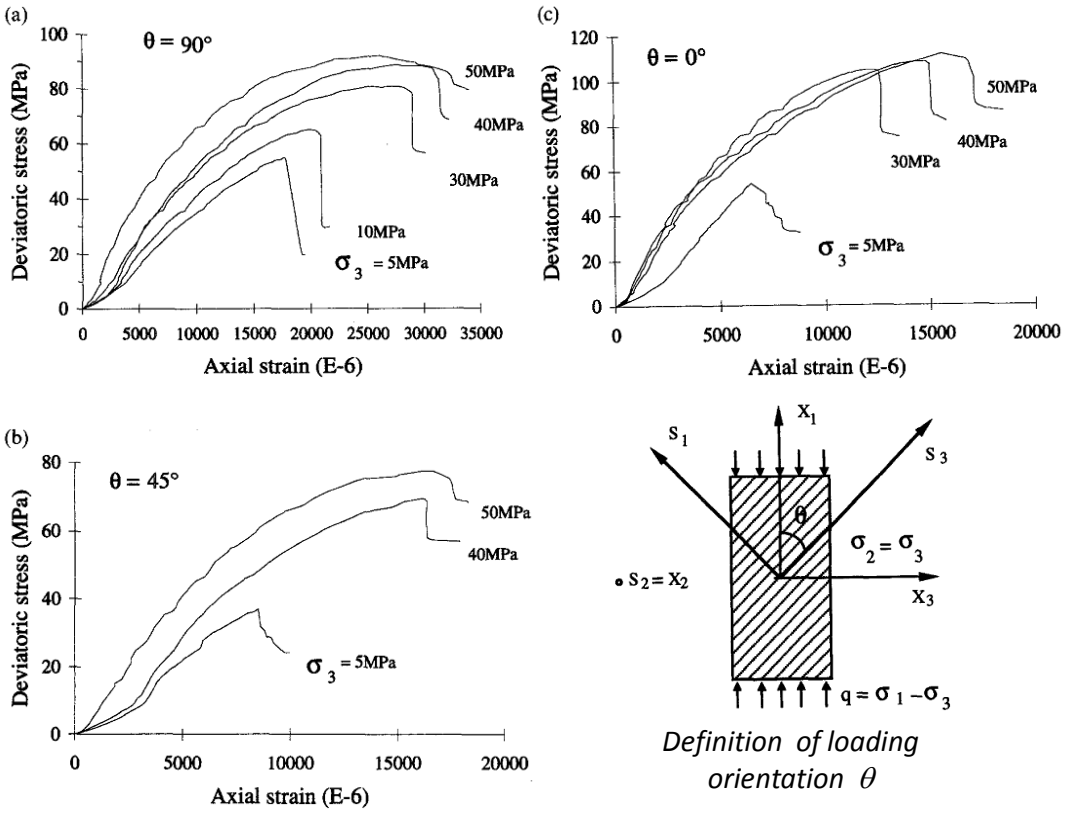


Figure 1-31 : **Résultats des essais triaxiaux (dans le plan ε_a - q) sur trois types d'éprouvettes de l'argilite de Tournemire à plusieurs contraintes de confinement différentes : (a) θ = 90°, (b) θ = 45°, (c) θ = 90° (Niandou et al., 1997).**

Suite à ces essais triaxiaux, une première analyse du mode de rupture des éprouvettes (apparition et orientation de bandes de cisaillement) a également été effectuée à la fin de la phase de cisaillement. Un schéma du mode de rupture en fonction de l'orientation de l'échantillon (l'angle θ - Figure 1-31) et la pression de confinement est montré sur la Figure 1-32. Il y a deux modes de rupture : extension et cisaillement. Les fractures se développent aussi bien dans la matrice d'argilite et que dans le plan du litage. Quand 15° < θ < 60°, la fracture est généralement remplacée par le glissement le long de plans de litage donc l'angle de la bande de cisaillement est presque égal à l'angle θ. En revanche, quand la contrainte de confinement est suffisamment grande, la bande de cisaillement peut être créée par la déformation dans la matrice d'argilite, donc la fracture peut traverser le litage. Quand 0° < θ < 15°, la rupture est caractérisée par l'extension des strates quand le confinement est faible et par l'apparition d'une bande de cisaillement dans la matrice d'argilite

quand le confinement est important. Quand 60° < θ < 90°, la rupture est principalement due à l'apparition d'une bande de cisaillement dans la matrice d'argilite et l'angle de rupture (par rapport à l'axe vertical) augmente avec le confinement. L'apparition et l'orientation d'une bande de cisaillement en fonction de l'orientation de l'éprouvette et de la pression de confinement a également été analysée sur le grès de Vosges (une roche sédimentaire) par Millien (1993). L'évolution du mode de rupture selon le niveau de la pression de confinement (faible, moyenne, haute) dans le cas du grès de Vosges est identique à celle de l'argilite de Tournemire.

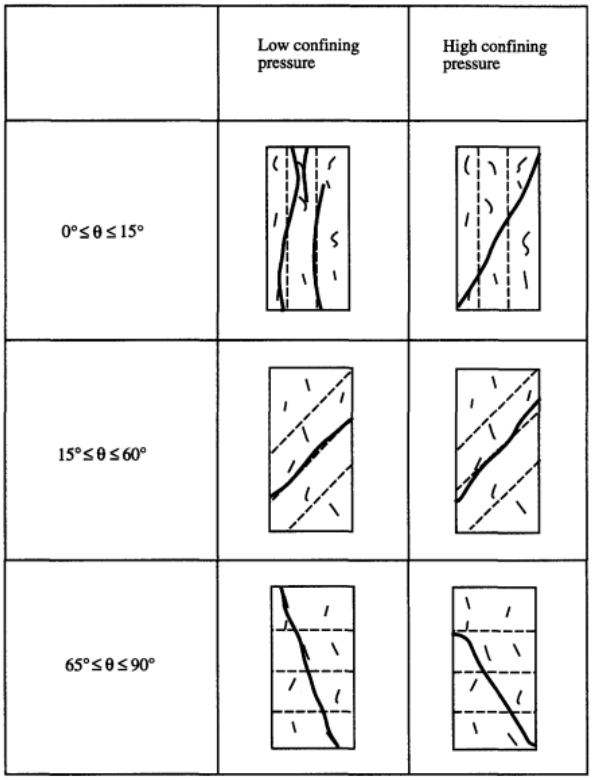


Figure 1-32 : **Schéma des modes de rupture principaux (Niandou et al., 1997).**

Oka et al. (2002) ont également fait des essais triaxiaux sur des éprouvettes de la roche sédimentaire Tomuro orientées différemment (θ = 0°, 30°, 45°, 60°, 90°) sous plusieurs contraintes de confinement. Ce matériau est un tuf, une roche tendre, du Nord-Est du Japon et a été déposé il y a 20 millions d'années. Plus de détails sur ce matériau peuvent être trouvés dans les travaux de Sudo et Shimada (1978). Les résultats dans le plan (ε_a - q) pour des essais sous une contrainte de confinement de 2 MPa sont montrés sur la Figure 1-33. On voit que le pic de l'échantillon perpendiculaire au litage et celui de l'échantillon parallèle au litage sont très proches. Dans tous les cas, le pic de déviateur de l'échantillon incliné 45° est toujours le plus faible. Les valeurs du pic de déviateur et du module d'Young en fonction de l'angle θ sont aussi présentées sur cette figure. La contrainte de confinement varie de 0,19 MPa à 2 MPa.

Un autre exemple de l'anisotropie du comportement déviatorique est montré par Salager et al. (2012). Le matériau étudié est l'argile d'Opalinus à Mont Terri, à une profondeur de 300 m. Les résultats des essais triaxiaux sur trois types d'éprouvette (perpendiculaire, parallèle et inclinée à 45° par rapport au litage) à trois contraintes de confinement différentes σ_3 (0 MPa, 5 MPa, 15 MPa) sont montrés sur la Figure 1-34. Quand il n'y a pas de confinement (σ_3 = 0), on ne voit pas de pic de déviateur et le comportement des trois types d'éprouvette est considéré approximativement linéaire. Lorsque σ_3 est égale à 5 MPa, le pic de l'éprouvette perpendiculaire au litage (type « S ») est le plus faible parmi les trois pics. Mais quand le confinement devient important (σ_3 = 15 MPa), le pic de déviateur de l'éprouvette incliné (type « Z ») est le plus faible. Dans ces deux cas (σ_3 = 10 MPa et 15 MPa), l'éprouvette parallèle au litage (type « P ») a toujours le pic de déviateur le plus élevé ; sa résistance est donc la plus grande parmi les trois éprouvettes.

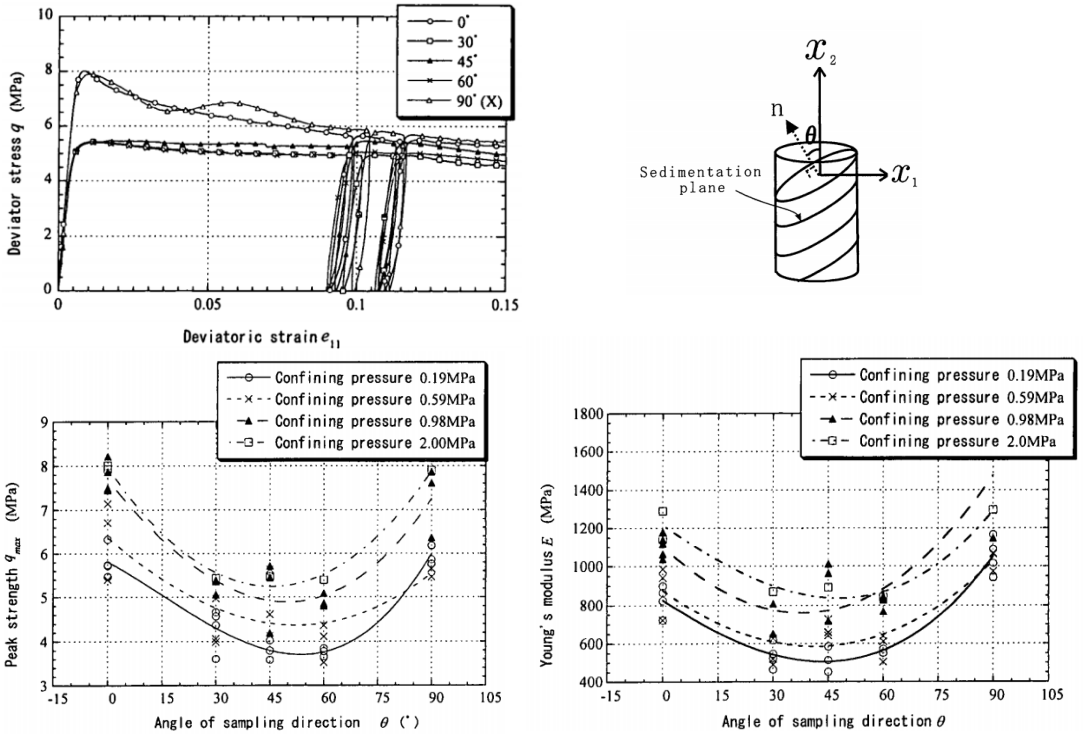


Figure 1-33 : **Résultats d'essais triaxiaux sur plusieurs types d'éprouvettes de tuf de Tomuro, Japon (Oka et al., 2002).**

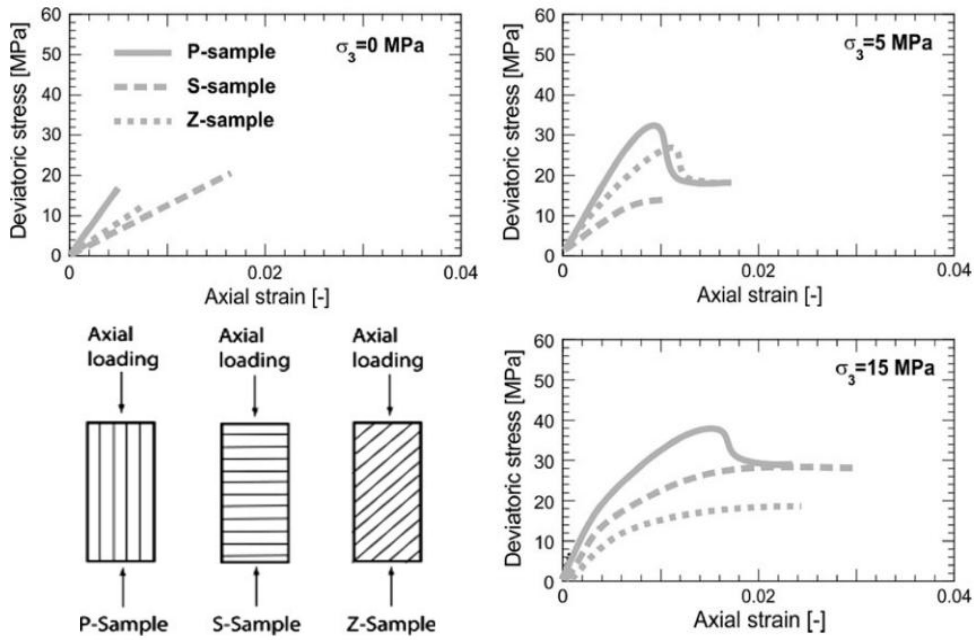


Figure 1-34 : **Résultats d'essais triaxiaux (dans plan ε_a - q) sur trois types d'échantillon d'argile d'Opalinus, Suisse, à trois contraintes de confinement différentes (Salager et al., 2012).**

1.4. Lois de comportement pour les argiles et argilites

Depuis longtemps, des efforts ont été faits pour établir des lois de comportement du sol en se basant sur les observations expérimentales. Il existe des modèles classiques comme ceux de Mohr-Coulomb ou de Drucker-Prager, qui sont souvent utilisés pour leur simplicité. Il y a aussi d'autres modèles plus complexes permettant de décrire plus finement le comportement anisotrope des argiles. La Figure 1-35 montre l'évolution des modèles pour les argiles.

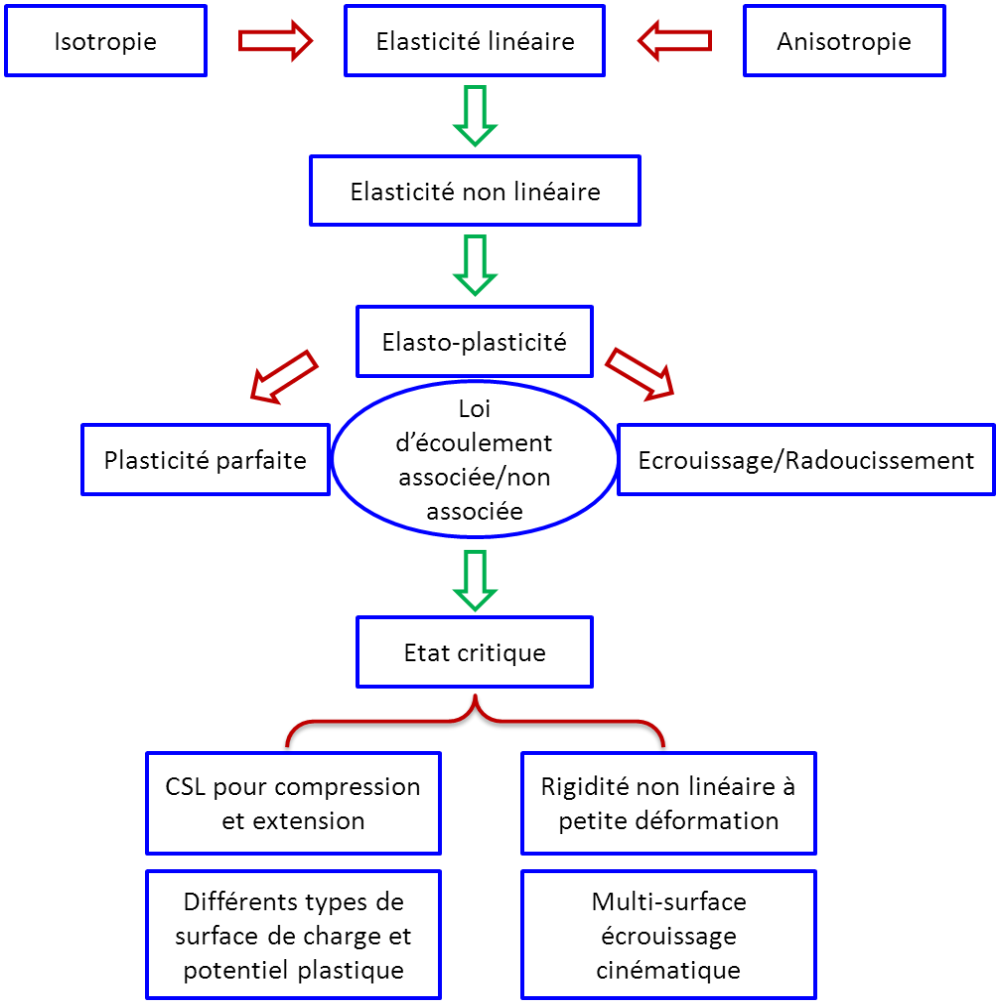


Figure 1-35 : **Evolution des modèles pour les argiles (modifiée d'après Valls-Marquez, 2009)**.

1.4.1. Modèle Cam-Clay originel

Le modèle Cam-Clay originel est le premier modèle basé sur le concept d'état critique, formulé en se basant sur des résultats triaxiaux. Ce modèle élasto-plastique isotrope associé a été développé par Roscoe et Schofield (1963) et il est le modèle de base de plusieurs modèles avancés.

La surface de charge est une fonction logarithmique (Figure 1-36). M est la pente (ou rapport de contrainte) de la ligne d'état critique CSL dans le plan (p',q), et p_c' représente la pression de pré-consolidation.

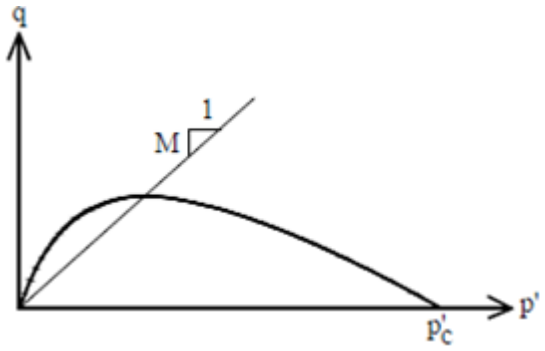


Figure 1-36: Surface de charge du modèle Cam-Clay original.

L'équation de la surface de charge est la suivante :

$$q + Mp'\ln\left(\frac{p'}{p'_c}\right) = 0 \qquad (0.0)$$

La règle d'écoulement s'exprime comme suit :

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_d^p} = M - \frac{q}{p'} \qquad (0.0)$$

Le modèle Cam-Clay originel suppose que les déformations sont isotropes pour une argile normal-consolidée et faiblement consolidée. La taille de la surface de charge est contrôlée par p'_c et la direction du vecteur de déformation est contrôlée par la règle d'écoulement (équation (0.0)).
La loi d'écrouissage est donnée par :

$$d\varepsilon_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0}\frac{dp'_c}{p'_c} \qquad (0.0)$$

Le comportement à l'intérieur de la surface de charge est élastique isotrope non linéaire, avec le module de compressibilité K' dépendant de p'. Pour la déformation volumique élastique, en utilisant la relation (e - ln p'), la relation suivante est déduite :

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{1 + e_0}\frac{dp'}{p'} \qquad (0.0)$$

Donc :

$$K' = \frac{(1 + e_0)p'}{\kappa} \qquad (0.0)$$

Le modèle Cam-Clay originel néglige la déformation de cisaillement élastique, donc ne définit pas le module de cisaillement *G*. Pour compléter cette partie, plusieurs propositions ont été utilisées. En général, on adopte les deux options suivantes :

- Version 1 dite « ν constant » : Le coefficient de Poisson est considéré constant et donc *G* varie en fonction de *p'* (le rapport *G*/*K* est utilisé) :

$$G = \frac{(1+e_0)\,p'}{\kappa}\,\frac{3}{2}\,\frac{(1-2\nu)}{(1+\nu)} \qquad (0.0)$$

Il faut noter également que selon l'équation (0.0), *G* dépend implicitement de *p*' ce qui n'est pas cohérent d'un point de vue thermodynamique (les symétries de Maxwell ne sont pas satisfaites).

- Version 2 dite « *G* constant » : *G* est considéré constant donc le coefficient de Poisson dépend de *p*' (parce que *K = K(p'))* :

$$\nu = \frac{3K - 2G}{6K + 2G} \qquad (0.0)$$

Chaque version a ses limites. Dans la version 1, l'énergie n'est pas conservée pour quelques chemins élastiques (Zytynski et al., 1978). Dans la version 2, les résultats ne sont pas compatibles avec les observations expérimentales (c'est-à-dire non linéaire quand la déformation est petite) et, de plus, ce modèle pourrait donner des valeurs du coefficient de Poisson négatives.

Le modèle Cam-Clay originel comporte 5 paramètres : λ, κ, M, e_0, p'_c.

Quelques défauts de ce modèle ont été identifiés :

- la singularité le long de chemins de compression isotrope (point p'_c dans la Figure 1-36) induit des difficultés théorique et numérique (les variations de contrainte isotrope provoquent des déformations déviatoriques sous l'hypothèse de plasticité associée) ;
- l'utilisation unique de *M* pour la compression et l'extension : les observations expérimentales montre que ce paramètre est moins important dans le cas de l'extension ;
- la surestimation de la résistance au cisaillement du sol pour les états de contraintes du côté sec de l'état critique.

1.4.2. Modèle Cam-Clay modifié

Le modèle Cam-Clay modifié est développé par Roscoe et Burland (1968) ; la surface de charge est différente de celle du modèle originel. Il s'agit d'une ellipse (Figure 1-37). Bien que la plupart des limitations du modèle Cam-Clay original subsistent dans la version modifiée, la singularité le long de chemins de compression isotrope est éliminée.

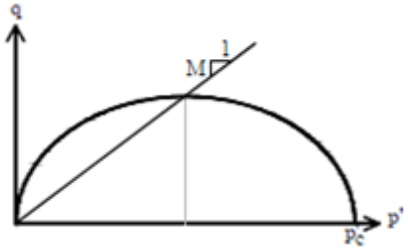


Figure 1-37 : Surface de charge du modèle Cam-Clay modifié.

Equation de la surface de charge :

$$\frac{q^2}{p^2} + M^2\left(1 - \frac{p'^2_c}{p'}\right) = 0 \qquad (0.0)$$

Règle d'écoulement :

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_d^p} = \frac{M - \nu^2}{2\nu} \qquad (0.0)$$

1.4.3. Modèle S-CLAY-1

Plusieurs modifications ont été faites sur les modèles classiques basés sur le concept d'état critique afin de tenir compte d'une anisotropie inhérente ou induite. Un cas particulier concerne la prise en compte d'une surface de charge inclinée (Figure 1-38). Un modèle récent qui appartient à ce groupe est le modèle S-CLAY1 proposé par Wheeler et al. (2003) à l'Université de Glasgow. L'originalité de ce modèle est que sa surface de charge est inclinée dans le plan (p' - q) et que deux paramètres variables contrôlent la longueur de l'ellipse et son inclinaison. Ce modèle est validé sur une série d'essais triaxiaux drainés sur l'argile molle d'Otaniemi (Finlande) normalement consolidée et faiblement sur-consolidée.

Le comportement du sol à l'intérieur de la surface de charge est identique à celui prédit par le modèle Cam-Clay avec ν constant. Dans ce modèle associé, la surface de charge évolue avec la déformation plastique selon un double écrouissage, isotrope et cinématique, ce qui permet de prendre en compte une anisotropie induite. Le premier décrit le changement de la taille de la surface de chargeest lié uniquement à la déformation volumique plastique. Le deuxième, qui peut être décrit comme un écrouissage rotationnel, décrit le changement de l'inclination de la surface de charge et dépend des déformations plastiques volumique et déviatorique. Le modèle S-CLAY1 est présenté comme un modèle anisotrope, mais il décrit seulement l'anisotropie du comportement plastique.

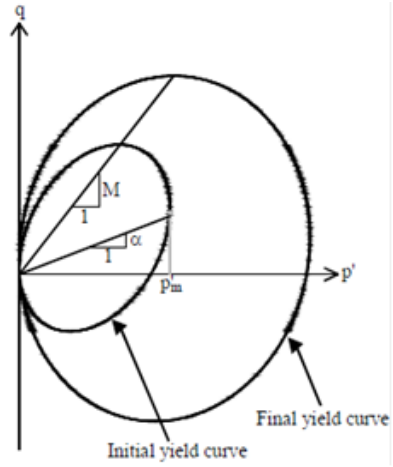


Figure 1-38 : Surface de charge du modèle S-CLAY1.

Le modèle S-CLAY1 comporte les paramètres suivants: λ, κ, M, ν, μ (un paramètre contant du sol, « absolute effectiveness of rotational hardening » en anglais), β (un paramètre constant du sol, « relative effectiveness of rotational hardening » en anglais). De plus, ce modèle nécessite des paramètres liés à l'état initial de l'échantillon comme : OCR (le ratio de sur-consolidation) ou POP (« pre-overburden pressure » en anglais) qui est défini comme la différence entre la pression de pré-consolidation et la contrainte verticale effective in-situ), e_0 et α (l'inclinaison initiale de la surface de charge, qui mesure le degré de l'anisotropie du sol). A partir de la valeur OCR (ou POP), le modèle calcule p'_m qui définit la taille de la surface de charge initiale. Pour la variable d'anisotropie α, les auteurs proposent :

$$d\alpha = \mu\left[\left(\chi_v(\eta)-\alpha\right)\left\langle d\varepsilon_v^p\right\rangle + \beta\left(\chi_d(\eta)-\alpha\right)\left|d\varepsilon_d^p\right|\right] \qquad (0.0)$$

$$\alpha = \frac{\eta^2 + 3\eta - M^2}{3} \qquad (0.0)$$

$$\eta = \frac{q}{p'} = \frac{3(1-K_0)}{1+2K_0} \tag{0.0}$$

$$\beta = \frac{3\left(4M^2 - 4\eta^2 - 3\eta\right)}{8\left(\eta^2 - M^2 + 2\eta\right)} \tag{0.0}$$

$$\frac{10}{\lambda} \le \mu \le \frac{15}{\lambda} \tag{0.0}$$

$$\chi_v(\eta) = \frac{3\eta}{4} \;\; ; \;\; \chi_d(\eta) = \frac{\eta}{3}$$

Le modèle S-CLAY1 est appliqué aux problèmes dans lesquels il n'y a pas de déchargement.

1.4.4. Modèle de Sultan et al. (2010)

Plusieurs études expérimentales ont montré que le sol fin naturel est anisotrope et que cette anisotropie est liée à la condition de contraintes K_0 associée au processus de sédimentation et à la déformation plastique pendant la phase de consolidation. Les propriétés d'anisotropie initiale et induite d'un sol naturel ont été étudiées en considérant la forme et l'inclinaison de la surface de charge dans le plan (p' - q) (Graham et Houlsby, 1983; Wheeler et al., 2003). De par le mode unidimensionnel de déposition du sol, l'anisotropie initiale peut être créée en raison de l'orientation préférentielle des particules d'argile. De plus, le comportement mécanique de l'argile naturelle dépend fortement du changement de la microstructure, particulièrement quand l'orientation préférentielle initiale est modifiée par des chemins de contraintes dont la direction est différente de celle des contraintes principales initiales (Hicher et al., 2000).

Le modèle de Sultan et al. (2010) est un modèle élasto-plastique prenant en compte l'anisotropie initiale et induite. Ce modèle a été validé par deux séries d'essais triaxiaux sur l'argile de Boom naturelle de Mol (Belgique). Une valeur de pré-consolidation (p'_c) d'environ 0,4 MPa a été trouvée grâce aux essais de compression isotrope. Dans la première série d'essais, l'éprouvette a été saturée sous une contrainte de confinement de 1,08 MPa et une contre-pression de 1 MPa (assurant un coefficient de Skempton supérieur à 0,97) ; puis elle a été mise consolidée de façon isotrope sous différentes contraintes de confinement effectives ($p' < p'_c$). Dans la deuxième série, l'éprouvette a été saturée de la même façon, puis consolidée de façon isotrope (p' = 9 MPa) et finalement déchargée

jusqu'à différentes contraintes de confinement (éprouvette sur-consolidée). Selon les résultats expérimentaux, la surface de charge à l'état initial est inclinée le long de la ligne K_0. En revanche, celle des éprouvettes sur-consolidées est orientée selon l'axe p'. Afin de comparer cette inclinaison, les surfaces de charge ont été normalisées par la valeur de la contrainte maximale p'_{c0} qui est la valeur p'_{c0} de l'éprouvette consolidée de façon isotrope à 9 MPa. La différence entre les deux surfaces de charge est montrée sur la Figure 1-40.

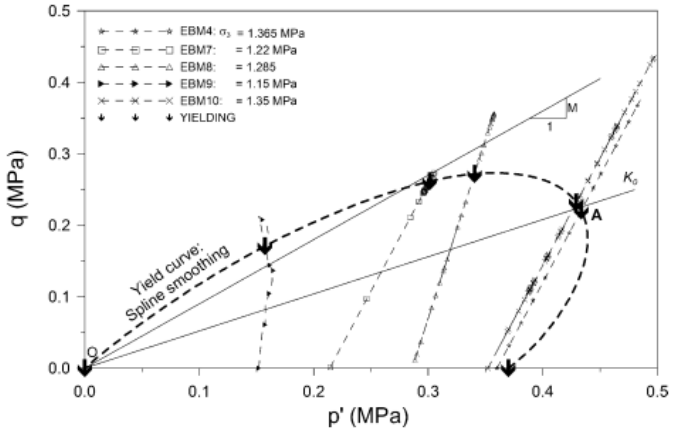


Figure 1-39 : Surface de charge de l'argile de Boom à l'état initial (Sultan et al., 2010).

Ce modèle comporte 8 paramètres dont 4 : λ, κ, M, G, sont déterminés comme dans le cas du modèle Cam-Clay. Les résultats modélisés sont comparables aux résultats expérimentaux (Figure 1-41).

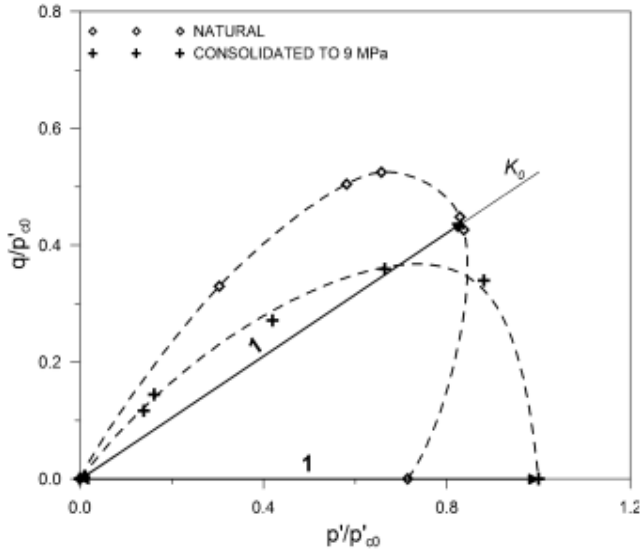


Figure 1-40 : Normalisation des surfaces de charge q/p'_{c0} (à l'état initial et sous consolidation isotrope 9 MPa) (Sultan et al., 2010).

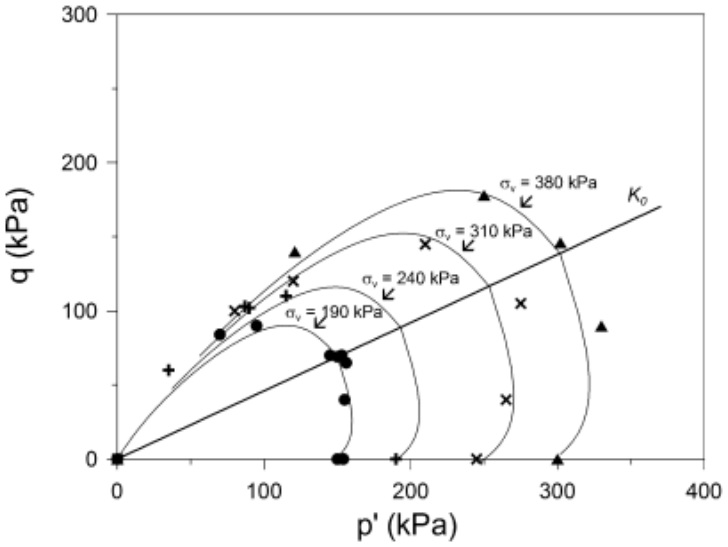


Figure 1-41 : Surfaces de charge modélisées et expérimentales (Sultan et al., 2010).

1.4.5. Modèle d'Oka et al. (2002)

Oka et al. (2002) ont proposé un modèle élasto-plastique qui décrit le comportement anisotrope mis en évidence par des essais triaxiaux sur la roche sédimentaire Tomuro (au Japon). Le modèle est basé sur le modèle élasto-plastique avec radoucissement proposé par Adachi et Oka (1995). La loi de Hooke est adoptée pour le comportement élastique et la transformation de contrainte proposée par Boehler et Sawczuk (1977) est adoptée pour le comportement plastique. Cinq paramètres élastiques indépendants ont été utilisés pour l'élasticité isotrope transversale et trois paramètres ont été utilisés pour la plasticité anisotrope. Les comparaisons entre les résultats modélisés et expérimentaux ont montré que le modèle d'Oka et al. (2002) peut bien décrire le comportement des roches tendres sédimentaires avec dépendance de l'orientation du litage.

1.4.5.1. Anisotropie de la déformation élastique

La loi de Hooke pour le matériau isotrope transversal est adoptée ; elle compte cinq paramètres. Cette équation donne la relation entre le tenseur de contrainte et le tenseur de déformation dans le cas où le vecteur perpendiculaire au litage coïncide avec une direction principale de contrainte (θ = 0°) (Figure 1-42a). Quand $\theta \neq 0°$ (Figure 1-42b), le tenseur de rigidité doit être ré-exprimé dans le répère des contraintes principales par une rotation. Ici, θ est l'angle entre le vecteur normal au plan du litage et l'axe vertical, supposé porter une direction principale de contrainte. Notons qu'Oka et al. (2002) ont supposé que l'axe x_2 correspond à l'axe vertical.

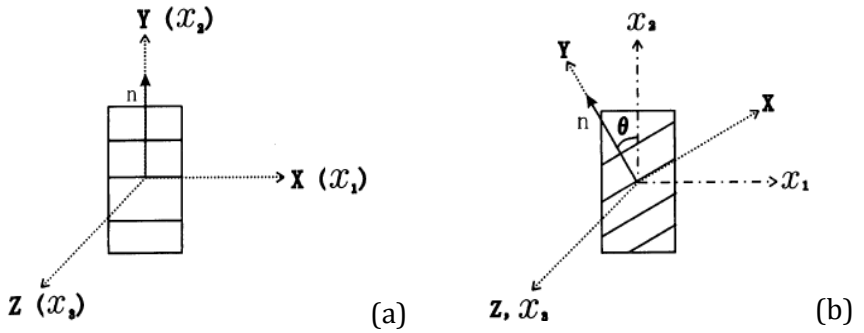


Figure 1-42: Tenseur de structure : (a) $\theta = 0°$; (b) $\theta \neq 0°$ (Oka et al., 2002).

Considérons le plan du litage orienté d'un angle $\theta \neq 0°$. La matrice de rigidité [C] (équation (0.0)) est exprimée dans le système des coordonnées (x_1, x_2, x_3) qui correspond au repère principal des contraintes, à l'aide d'une matrice de rotation [Q] :

$$\left[\hat{C}\right] = [Q]^T [C][Q]$$

$$[Q] = \begin{pmatrix} l_1^2 & l_2^2 & l_3^2 & l_1 l_2 & l_2 l_3 & l_3 l_1 \\ m_1^2 & m_2^2 & m_3^2 & m_1 m_2 & m_2 m_3 & m_3 m_1 \\ n_1^2 & n_2^2 & n_3^2 & n_1 n_2 & n_2 n_3 & n_3 n_1 \\ 2l_1 m_1 & 2l_2 m_2 & 2l_3 m_3 & l_1 m_2 + m_1 n_2 & l_2 m_3 + m_2 n_3 & l_3 m_1 + m_3 n_1 \\ 2m_1 n_1 & 2m_2 n_2 & 2m_3 n_3 & m_1 n_2 + m_1 n_2 & m_2 n_3 + m_2 n_3 & l_3 m_1 + m_3 n_1 \\ 2n_1 l_1 & 2n_2 l_2 & 2n_3 l_3 & n_1 l_2 + m_1 n_2 & n_2 l_3 + m_2 n_3 & n_3 l_1 + n_3 l_1 \end{pmatrix} \quad (0.0)$$

$$l_1 = \cos\theta \;\; ; \;\; l_2 = \sin\theta \;\; ; \;\; l_3 = 0$$

$$m_1 = -\sin\theta \;\; ; \;\; m_2 = \cos\theta \;\; ; \;\; m_3 = 0$$

$$n_1 = 0 \;\; ; \;\; n_2 = 0 \;\; ; \;\; n_3 = 1$$

Par conséquent, l'incrément de la déformation élastique anisotrope est déterminé par la formule suivante dans le repère principal des contraintes :

$$d\varepsilon^e = \left[\hat{C}\right]^{-1} d\sigma \quad (0.0)$$

1.4.5.2. Anisotropie de la déformation plastique

La théorie de Boehler (Boehler, 1987) est adoptée pour formuler la déformation plastique anisotrope. Selon cette théorie, le tenseur de contrainte σ_{ij} est remplacé par le tenseur de contrainte modifié $\hat{\sigma}_{ij}$. La transformation du tenseur de contrainte est exprimée par le tenseur de contrainte σ_{ij} et le tenseur de structure M_{ij} qui décrit l'effet de l'anisotropie inhérente.

Le tenseur de structure M_{ij} est déterminé à l'aide du vecteur unitaire n_i qui est perpendiculaire au plan du litage :

$$M_{ij} = n_i \otimes n_j \qquad (i, j = 1, 2, 3) \tag{0.0}$$

Quand $\theta = 0°$:

$$[M] = \begin{pmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \end{pmatrix} \otimes \begin{pmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \tag{0.0}$$

Quand $\theta \neq 0°$:

$$\begin{aligned} \left[\hat{M}\right] &= [R][M][R]^T \\ &= \begin{pmatrix} \sin^2\theta & -\sin\theta\cos\theta & 0 \\ -\sin\theta\cos\theta & \cos^2\theta & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \end{aligned} \tag{0.0}$$

où [R] est la matrice donnant une rotation d'un angle (-θ) autour de l'axe z.

Quatre modèles utilisés ont été comparés en simulant les essais triaxiaux drainés : (i) élastique isotrope – plastique isotrope ; (ii) élastique anisotrope – plastique isotrope ; (iii) élastique isotrope – plastique anisotrope ; (iv) élastique anisotrope – plastique anisotrope. Parmi ces modèles, le modèle tenant compte de l'anisotropie des déformations élastique et plastique est le plus pertinent. Un exemple de comparaison entre les prédictions de ces quatre modèles et les résultats expérimentaux est donné sur la Figure 1-43.

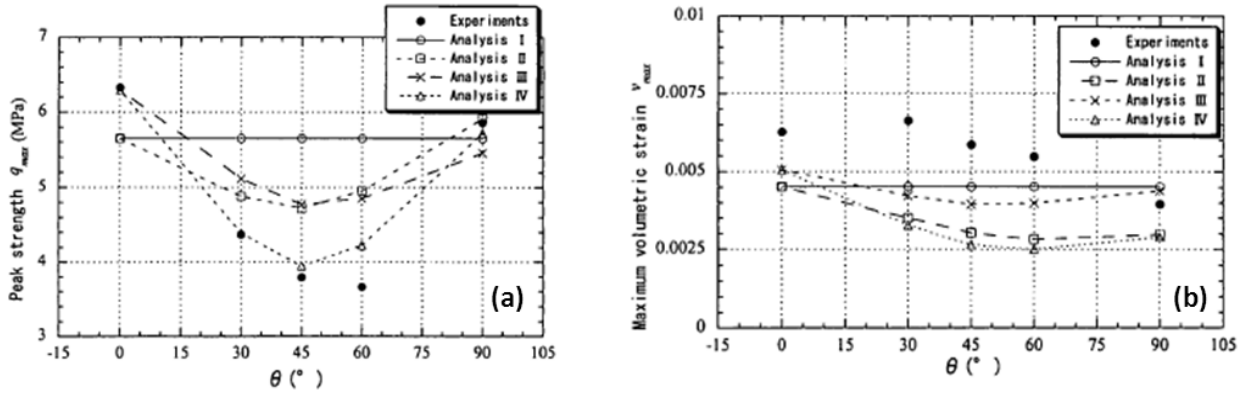


Figure 1-43 : Comparaison entre les résultats modélisés et expérimentaux : (a) pic de déviateur en fonction de θ ; (b) déformation volumique maximale en fonction de θ (Oka et al., 2002).

1.4.6. Modèle de Pietruszczak (2002)

Le modèle de Pietruszczak et al. (2002) a introduit un paramètre anisotrope scalaire qui est exprimé en termes des invariants mixtes de contrainte et du tenseur d'orientation-structure. Quelques paramètres ont été définis par Pietruszczak et Mroz (2001) dans le contexte de la spécification des conditions à la rupture.

Considérons d'abord la spécification des conditions à la rupture. Suivant les travaux de Pietruszczak et Mroz (2001), le critère de rupture est exprimé sous la forme suivante :

$$F = F(\sigma, a) = F(tr\sigma, tr\sigma^2, tr\sigma^3, \eta) = 0 \qquad (0.0)$$

Dans l'équation (0.0), a est le tenseur de microstructure et η est le paramètre anisotrope scalaire qui représente la projection de ce tenseur sur une direction de chargement donnée :

$$\eta = a_{ij} l_i l_j = \frac{tr(a\sigma^2)}{tr\sigma} \qquad (0.0)$$

Pour implémenter ce modèle, des caractéristiques spécifiques du matériau sont nécessaires, par exemple la variation de la résistance à la compression uni-axiale (f_c) en fonction de l'orientation du plan du litage a été étudiée (Figure 1-44). Ce modèle anisotrope a été validé sur l'argilite de Tournemire (Figure 1-45).

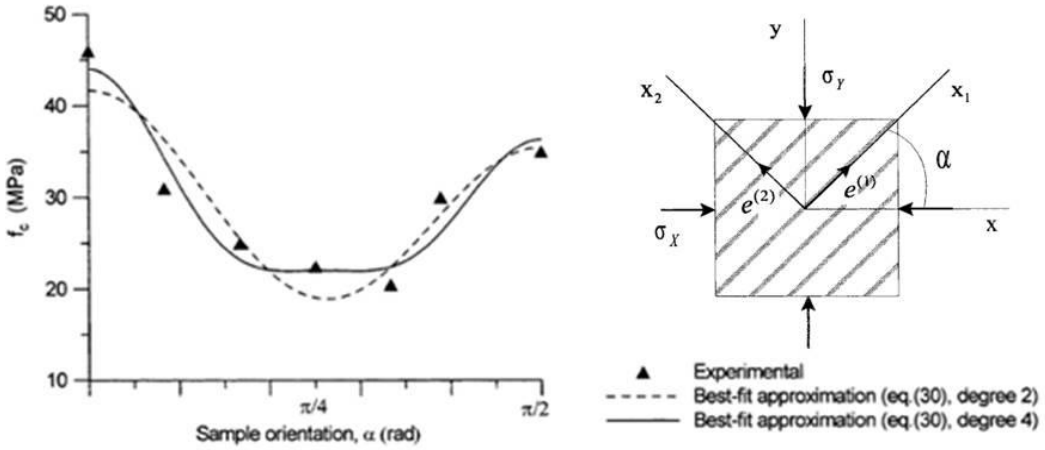


Figure 1-44 : Définition de α et variation de la résistance à la compression uni-axiale (f_c) en fonction de l'orientation de l'éprouvette (α) (Pietruszczak et al., 2002).

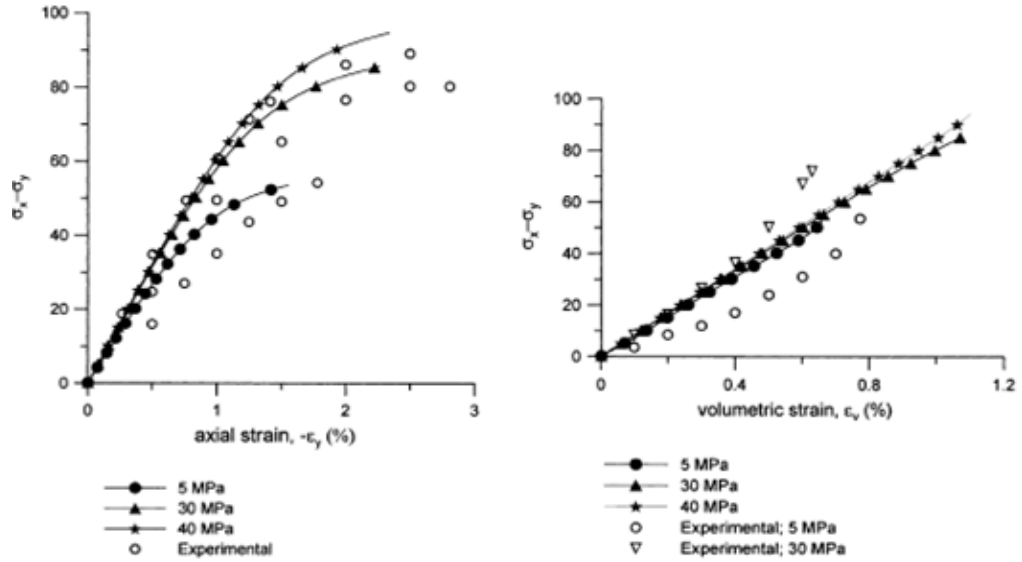


Figure 1-45 : Comparaison entre les simulations numériques et les observations expérimentales sur l'argilite de Tournemire : contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale (à gauche) et de la déformation volumique $\varepsilon_v = -(\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z)$ (à droite) (Pietruszczak et al., 2002).

1.4.7. Modèle de Salager et al. (2012)

Le comportement anisotrope de l'argile à Opalinus (à Mont Terri, Suisse) a été analysé en utilisant le concept de multi-mécanismes plastiques (Salager et al., 2012). Les résultats des essais triaxiaux sous différents chemins de charges et différentes directions ont montré que le comportement mécanique de ce matériau est isotrope transversal. Trois types d'éprouvette ont été étudiés (Figure 1-34).

Dans ce travail, le modèle de Hujeux basé sur quatre mécanismes de déformation plastique a été utilisé. Le modèle de Hujeux développé à l'Ecole Centrale Paris compte une vingtaine de paramètres (Lopez-Caballero et al., 2007), et a été développé sur la base du modèle Cam-Clay. Il permet de décrire le comportement cyclique. Le choix de ce modèle pour simuler le comportement de l'argile d'Opalinus n'est pas basé sur l'aspect du comportement cyclique mais plutôt sur sa capacité de modéliser l'anisotropie induite (Salager et al., 2012). Le concept de multi-mécanismes plastiques (Mandel, 1965) permet de décrire le comportement du matériau dépendant de la direction du chargement. Les résultats expérimentaux sont en bon accord avec les résultats de modélisation. Un exemple de comparaison de ces résultats pour l'éprouvette de « type S » (perpendiculaire au plan du

litage) sous deux contraintes de confinement différentes (10 MPa et 15 MPa) est donné sur la Figure 1-46.

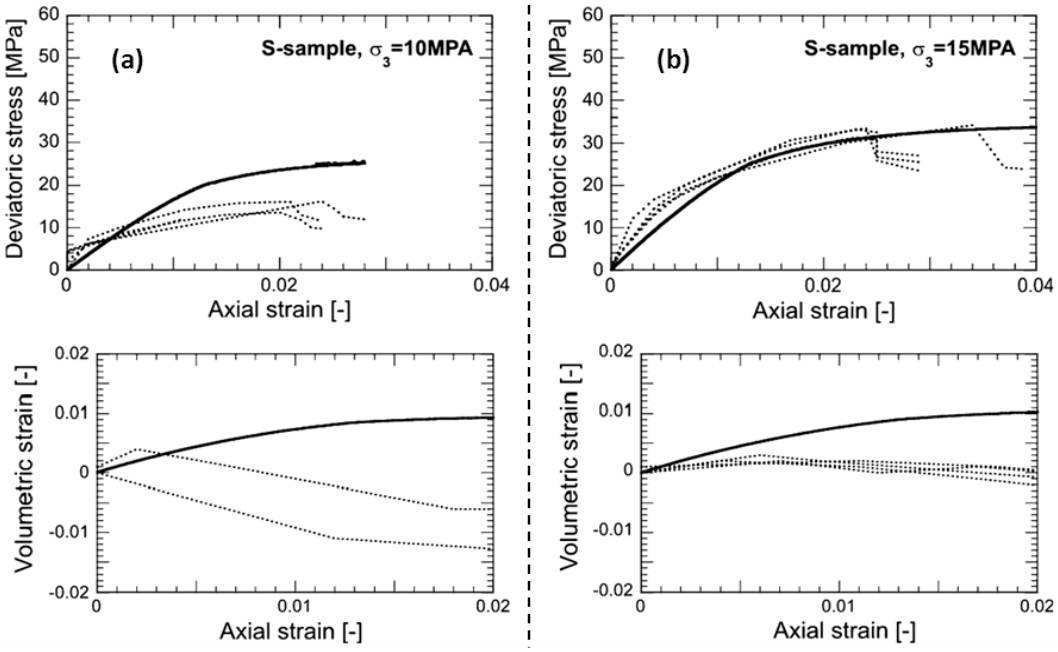


Figure 1-46 : Comparaisons entre les résultats expérimentaux et de modélisations pour l'éprouvette de « type S » (perpendiculaire au litage) sous deux contraintes de confinement différentes : (a) 10 MPa, (b) 15 MPa). (Courbes pointillées : résultats expérimentaux, courbes continues : résultats de modélisation) (Salager et al., 2012).

1.5. Conclusions

Une étude bibliographique a été réalisée sur le comportement anisotrope des argiles raides et des argilites.

La première partie décrit le contexte général. L'exigence de la sûreté pour le stockage des déchets radioactifs nécessite des études à court et à long terme sur le comportement de la formation hôte sous des sollicitations thermo-hydro-mécaniques complexes. Plusieurs formations hôte ont été étudiées telles que : argile raide, argilite, roche sédimentaire, sel, granite, etc. Par des études expérimentales et numériques (Davis et Christian, 1971; Lo et Hori, 1979; Lo, 1965; Potts et Zdravkovic, 2001; Siddiquee et al., 1999), l'anisotropie est trouvée comme un facteur important qui influence le comportement du matériau (sable, argile, roche).

L'argile de Boom en Belgique est étudiée depuis plus de 30 ans. Ses caractéristiques (géologie, stratification et lithologie, minéralogie, propriétés physiques – géomécaniques) sont analysées. Afin d'avoir une vue globale sur les argiles raides et argilites, une comparaison a été effectuée entre l'argile de Boom, l'argilite du COx, l'argile à Opalinus, l'argile de Londres et l'argile Yprésienne.

En raison de la stratification naturelle, les argiles raides ou roches sédimentaire sont généralement isotropes transversales. Afin d'étudier l'élasticité, la loi de Hooke a été revisitée pour un matériau anisotrope (orthotrope, isotrope transversal). L'élasticité d'un solide isotrope transversal est caractérisée par 5 paramètres élastiques, pouvant être réduits à 3 voire 2 paramètres élastiques dans le cas de l'anisotropie ellipsoïdale. Les modules d'Young et les coefficients de Poisson peuvent être déterminés à partir d'essais triaxiaux sur deux types d'éprouvettes (perpendiculaire et parallèle au litage). Le coefficient de Poisson n'est pas un paramètre facile à mesurer. Le paramètre du module de cisaillement est souvent étudié en utilisant les éléments piézoélectriques installés dans la cellule triaxiale. Plusieurs facteurs qui pourraient influencer la mesure d'éléments piézoélectriques ont été analysés. Les 5 paramètres élastiques pourraient aussi être déterminés à partir des mesures de la vitesse des ondes de cisaillement (V_S) et des ondes de compression (V_P) dans plusieurs orientations différentes par rapport au plan du litage. Il existe des études expérimentales complètes sur les paramètres élastiques de l'argile de Londres, l'argile de Gault et l'argile de Boom affleurante (Piriyakul, 2006; Yimsiri et Soga, 2011) mais il n'existe pas une telle étude expérimentale sur l'argile de Boom à Mol.

L'anisotropie des argiles raides et des argilites est analysée selon plusieurs aspects : conductivité thermique, conductivité hydraulique, propriétés mécaniques (propagation d'ondes, comportement déviatorique), hydromécaniques (comportement au gonflement). Le degré d'anisotropie dépend du type de matériau et du type de propriété considéré. L'anisotropie de la conductivité thermique de plusieurs matériaux est mise en évidence par des études expérimentales mais celle de l'argile de Boom à Mol est seulement validée par des analyses inverses dans le cadre du projet ATLAS III (Chen et al., 2011). De plus, il existe peu de mesures sur l'argile de Boom utilisant des éléments piézoélectriques dans plusieurs directions par rapport au litage. Quant à l'anisotropie du gonflement de l'argile de Boom, il apparaît nécessaire de compléter les études antérieures afin de conclure sur ce point. L'aspect du comportement déviatorique de l'argile de Boom a été beaucoup étudié auparavant (Sultan, 1997; Le, 2008; Lima, 2011) mais sur des éprouvettes orientées perpendiculairement au plan du litage seulement. Des essais triaxiaux sur d'autres types d'éprouvettes nous aideront à mieux comprendre l'anisotropie du comportement déviatorique.

Plusieurs modèles proposés pour les argiles et argilites ont finalement été présentés. L'anisotropie a été considérée dans ces modèles de façons différentes. Avec la capacité de considérer une matrice de microstructure, la théorie de l'anisotropie transversale de Boehler (Boehler, 1987) utilisée dans le modèle d'Oka et al. (2002) apparait prometteuse et elle sera ainsi choisie pour modéliser le comportement élasto-plastique anisotrope de l'argile de Boom.

Chapitre 2

Matériaux et techniques expérimentales

2.1. Introduction

Dans ce chapitre, la caractérisation initiale des matériaux et la préparation d'échantillons ainsi que la description (objectifs, principe et matériels, procédure, programme) de chaque essai sont présentées. L'étude expérimentale sur le comportement de l'argile de Boom comporte les parties suivantes : (i) analyses de la microstructure par microscopie électronique à balayage (MEB) et par la porosimétrie au mercure; (ii) mesures de la conductivité thermique ; (iii) mesures du module de cisaillement à petites déformations en utilisant les éléments piézoélectriques en condition sans confinement ; (iv) réalisation des essais de gonflement en haute pression et en basse pression ; (v) réalisation des essais oedométriques haute pression (vi) réalisation des essais triaxiaux en condition K_0 ; (vii) réalisation des essais triaxiaux à contrainte de confinement constante.

2.2. Caractérisation initiale et préparation d'échantillons

2.2.1. Caractérisation initiale

Toutes les carottes de l'argile de Boom sont prélevées à Mol à une profondeur d'environ 223 m par EURIDICE (Belgique). Après le prélèvement, les carottes dont le diamètre est de 70 mm ou de 100 mm sont protégées par papier d'aluminium et mises sous vide. Ensuite, elles sont transportées au laboratoire CERMES (ENPC) dans des boîtes en bois/plastique remplies de spongieux afin minimiser l'endommagement dû au transport.

Tableau 2-1 : Carottes d'argile de Boom reçues au CERMES.

Nom de carotte	Date de prélèvement	Date de réception	Diamètre (mm)	Référence (*) (m)	Longueur effective (m)
Kern 2 (2007-3) (R66-67E)	25/04/2007	8/12/2011	100	9.0 – 10.0	0.10
Kern 5B (2007-4)	21/05/2007	8/12/2011	100	6.4 – 7.4	0.10
Kern 2 (2007-3)	25/04/2007	8/12/2011	100	9.0 – 10.0	0.07
Kern 5C (2007-4)	21/05/2007	8/12/2011	100	6.4 – 7.4	0.08
1b (2006-5)	2006	8/12/2011	70	4.77 - 5.97	0.45
Kern 2 (2007-3)	25/04/2007	8/12/2011	100	9.0 – 10.0	0.09
Kern 3 (2007-2)	12/04/2007	8/12/2011	100	10.65 – 12.0	0.09
Kern 1a _ P33 Id (R33-34 45° incliné vers le bas)	2006	8/12/2011	70	0.0 – 1.8	0.70
Kern 1 (2007-2) (R68-69E)	11/04/2007	8/12/2011	100	9.0 – 9.3	0.80
R66-67W 20.3	06/2012	07/07/2012	100	19.52 - 20.3	0.72
R66-67W 19.1	06/2012	07/07/2012	100	18.40 - 18.73	0.30
R66-67W 18.2	06/2012	07/07/2012	100	17.40 -18.40	0.93
R66-67W 7.2	06/2012	07/07/2012	100	7.10 - 7.24	0.07
R66-67W 6.2	06/2012	07/07/2012	100	5.57 - 5.70	0.06
R66-67W 14.1	06/2012	07/07/2012	100	13.55 - 13.77	0.15
R66-67W 4.2	06/2012	07/07/2012	100	3.57 - 3.92	0.30
R66-67W 3.1	06/2012	07/07/2012	100	2.50 - 2.77	0.23
R66-67W 2.4	06/2012	07/07/2012	100	1.83 - 2.00	0.12
R66-67W 2.3	06/2012	07/07/2012	100	1.70 - 1.83	0.05
R66-67W 2.1	06/2012	07/07/2012	100	1.40 - 1.64	0.22
R66-67W 1.0	06/2012	07/07/2012	100	0.4 - 1.4	0.85
R66-67W 10	06/2012	03/12/2012	100	9.4 - 10.4	0.85
R66-67W 13	06/2012	03/12/2012	100	12.5 - 13.4	0.90
R70-71W 1.1	09/2012	03/12/2012	100	0.4 - 1.4	0.80
R70-71W 5.1	09/2012	03/12/2012	100	4.4 - 5.3	0.70
R70-71W 10.1	09/2012	03/12/2012	100	9.4 - 10.3	0.80
R66-67W 7b	06/2012	18/06/2014	100	6.4 – 7.1	0.50
R70-71W 4a	06/2012	18/06/2014	100	3.75-4.35	0.6
R70-71W 6b	06/2012	18/06/2014	100	5.4 -6.0	0.6

(*) La référence de chaque carotte correspond à la distance à partir de l'intérieur du mur de galerie (rayon d'excavation : 2,0 m, épaisseur du revêtement en béton : 0,4 m)

La longueur effective des carottes varie entre 0,05 m et 0,90 m. La Figure 2-2a montre la carotte dont la référence est « R66-67W 20.3 », reçue au CERMES au mois de juillet 2012. Sur chaque carotte, il y a une flèche gravée qui montre la direction du forage (Figure 2-2b). Les informations (date du prélèvement, date de réception, diamètre, référence, longueur effective) des carottes reçues au CERMES sont présentées dans le Tableau 2-1.

Notons que la référence marquée sur chaque carotte correspond à la distance à partir de l'intérieur du mur (revêtement en béton) de galerie (l'épaisseur du revêtement est de 0,4 m, le rayon d'excavation de galerie est de 2,0 m). Le terme « longueur effective » est illustré sur la Figure 2-2. Parfois de petites fissures sont identifiées sur la carotte à cause du processus de forage (Figure 2-2a). Si le nombre de fissures est important, elles se regroupent par pair pour former des « becs d'oiseau » (Figure 2-2b). Cette forme typique est aussi trouvée par Mertens et al. (2004). Parmi les carottes reçues, à part les carottes du forage R66-67W et du R70-71W (qui sont forées en juillet 2012), les restes sont les anciennes carottes utilisées pour les études antérieures au CERMES.

Le litage de l'argile de Boom n'est pas difficile à identifier à l'œil nu quand on coupe la carotte ou l'échantillon (Figure 2-3). La direction de la plupart des carottes reçues au CERMES étant parallèle au plan du litage, l'axe symétrique de la carotte cylindrique et le litage sont parallèles. Cette remarque est vérifiée après le séchage en mettant un morceau de la carotte dans l'étuve (Figure 2-4). Parmi les carottes reçues, il y a seulement la carotte Kern 1a _ P33 Id qui est inclinée 45° par rapport au plan du litage. La liste de l'ensemble des carottes reçues au CERMES est montrée dans le Tableau 2-1.

Avant de monter un essai, l'échantillon est systématiquement caractérisé par les simples mesures suivantes :

- mesure de teneur en eau ;
- mesure de densité ;
- mesure de succion (appareil WP4C Dew Point PotentiaMeter - Decagon (2013)).

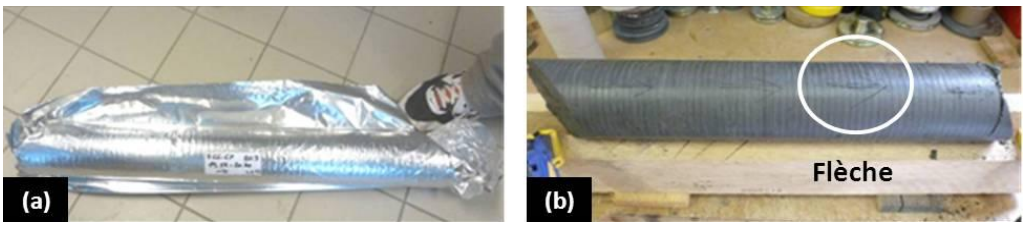


Figure 2-1 : Carotte de l'argile de Boom R66-67 20.3 (D = 100 mm) fournie par EURIDICE – la carotte est emballée par papier d'aluminium et mise sous vide (a) ; carotte après avoir été déballée (b) avec la flèche gravée là-dessus indiquant la direction du forage.

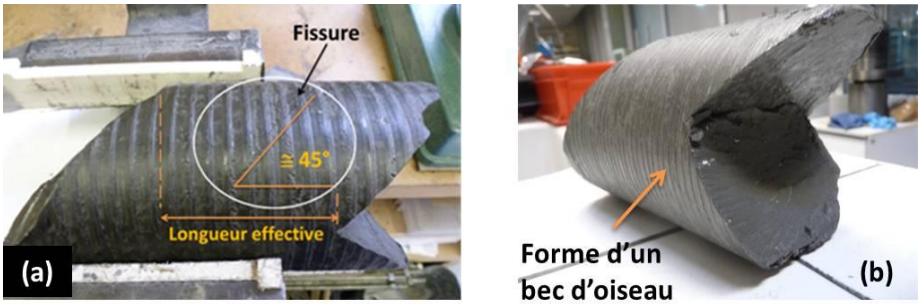


Figure 2-2 : Longueur effective d'une carotte (a) et la forme des « becs d'oiseau » (b).

Figure 2-3 : Litages identifiés sur une carotte (D = 100 mm) et un échantillon de l'argile de Boom naturelle.

Figure 2-4 : Litages apparus sur la carotte d'argile de Boom (parallèle à l'axe symétrique de la carotte cylindrique) après avoir été séchée à l'étuve.

2.2.2. Préparation d'échantillons

Il existe plusieurs façons de définir les types d'échantillons dans la littérature. Dans le cadre de cette étude, trois types d'échantillons sont utilisés : perpendiculaire, parallèle et incliné 45° au plan du litage (Figure 2-5). L'angle θ de chaque échantillon est défini comme l'angle entre l'axe vertical z (l'axe de la contrainte principale majeure) et le vecteur normal au plan du litage (n).

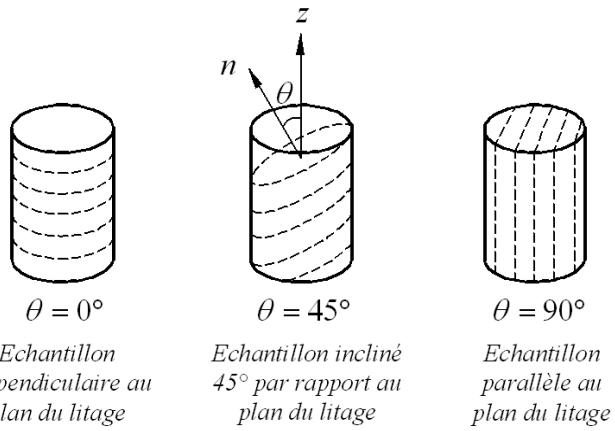


Figure 2-5 : Trois types d'échantillons utilisés.

2.3. Re-saturation d'échantillons

2.3.1. Eau synthétique

En raison des conditions du transport et du stockage au laboratoire, la teneur en eau du sol a légèrement diminué. Pour cette raison, les échantillons d'argile de Boom nécessitent d'être re-saturés à l'état de contrainte in-situ par la solution synthétique. Les poudres des composants de cette solution sont fournies par EURIDICE. La composition pour un litre de l'eau synthétique est présentée dans le Tableau 2-2.

Tableau 2-2 : Composition de la solution synthétique SBCW pour re-saturer l'argile de Boom (Le, 2008).

Sel	**$NaHCO_3$**	**H_3BO_3**	**KCl**	**$MgCl_2$**	**NaF**	**NaCl**	**Na_2SO_4**	**$CaCO_3$**
Mg/L	1170	43	25	10.3	11	10	0.3	5000

2.3.2. Condition de drainage

La condition de drainage est importante pour bien assurer un essai drainé, surtout pour un essai sur des argiles raides comme l'argile de Boom (très faible perméabilité d'environ 10^{-12} m/s). Pour une éprouvette oedométrique, sa hauteur est seulement de 20 mm, tandis que son diamètre est de 50 mm. Dans ce cas, le drainage de l'essai oedométrique peut être suffisamment assuré avec le drainage axial correspondant à deux papiers filtres en haut et en bas de l'éprouvette.

En revanche, pour une éprouvette triaxiale, sa hauteur (76 mm) est importante par rapport à son diamètre (38 mm). Pour améliorer la phase de re-saturation, un papier filtre est roulé autour de l'échantillon (drainage axial et latéral comme montré sur la Figure 2-6). La simulation par un code d'éléments finis sera présentée dans le paragraphe 2.3.3 pour montrer l'effet du drainage latéral dans un essai triaxial.

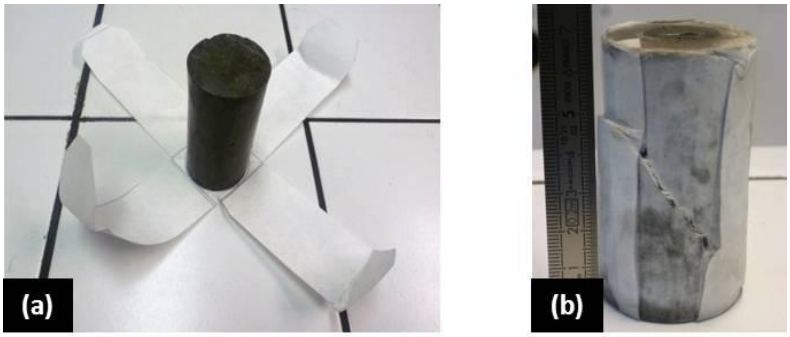


Figure 2-6 : Préparation du palier filtre enroulé autour d'une éprouvette (D = 38 mm ; H = 76 mm) de l'argile de Boom pour un essai triaxial : (a) avant l'enroulement ; (b) : en fin de l'essai triaxial.

2.3.3. Simulation de condition de drainage

2.3.3.1. Objectifs

Afin d'évaluer la pression interstitielle au cours d'un essai triaxial avec une vitesse de cisaillement donnée, deux simulations par un code d'éléments finis (code Bil) ont été effectuées. Deux types de drainage sont simulés : (i) drainage axial sans bande de drainage, (ii) drainage axial et latéral avec bande de drainage.

2.3.3.2. Maillage et conditions aux limites

Bil est un programme libre d'accès et protégé par la licence de la GNU General Public License. La source du code peut être téléchargée à l'adresse : http://perso.lcpc.fr/dangla.patrick/bil/.

Bil accepte le fichier de maillage produit par GMSH dont la version > 1.54 (Dangla, 2009). Pour simuler le comportement d'une éprouvette dont le diamètre est de 38 mm et la hauteur est de 76 mm, une géométrie 2D dont la largeur est de 19 mm et la hauteur est de 76 mm a été considérée.

L'essai simulé est un essai triaxial en condition K_0. La déformation latérale au cours de cet essai est nulle. La phase de cisaillement est commencée à partir d'une contrainte de confinement isotrope p' = 2,4 MPa. La vitesse de cisaillement est contrôlée et égale à la vitesse réellement imposée dans les essais triaxiaux (0,001 mm/min).

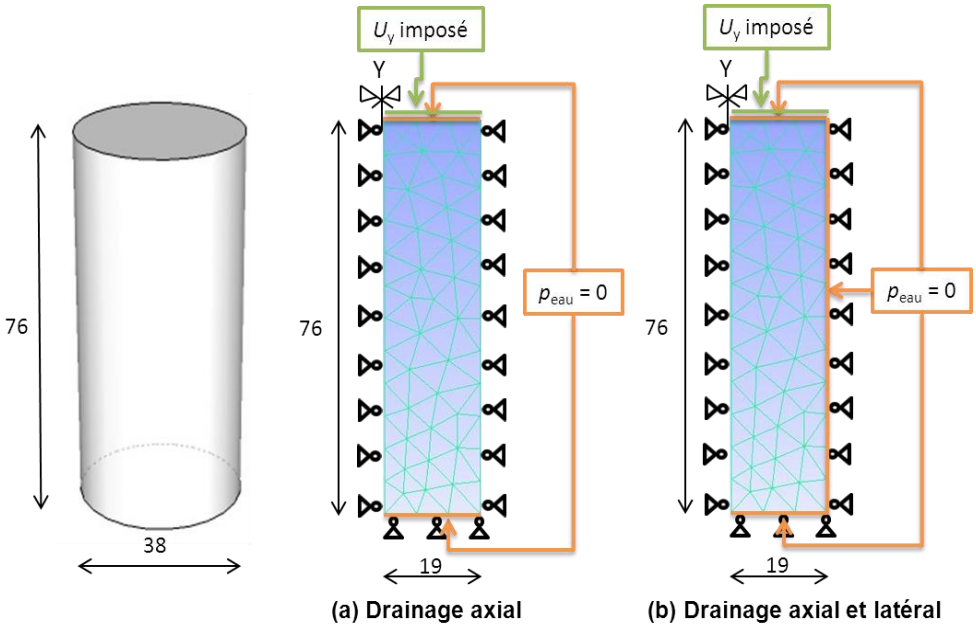


Figure 2-7 : Maillage et conditions aux limites dans les deux cas de simulation : (a) drainage axial, (b) drainage axial et latéral.

Deux simulations d'essai triaxial drainé ont été effectuées, correspondant à deux conditions de drainage différentes : (i) drainage axial (en haut et en bas de l'éprouvette), (ii) drainage axial et latéral (en haut, en bas et autour de l'éprouvette). En considérant la symétrie du problème et la condition de drainage, les conditions aux limites sont schématisés sur la Figure 2-7. Pour chaque simulation, deux points (en haut et au milieu de l'éprouvette) ont été choisis pour exploiter les résultats.

2.3.3.3. Paramètres initiaux

Le modèle Cam Clay modifié (MCC) version G constant dans le code Bil a été choisi pour cette simulation. Les paramètres hydromécaniques utilisés dans ce modèle pour l'argile de Boom sont présentés dans le Tableau 2-3. Ces valeurs ont été déterminées par Hong (2013).

Tableau 2-3 : Paramètres du modèle MCC adoptés.

ρ_{sol}	κ	λ	G	M	P_{c0}	σ_0	n	k_int (*)	ρ_{eau}
2000 kg/m^3	0.02 (-)	0.17 (-)	100 MPa	0.67 (-)	6 MPa	2.4 MPa	0.4737 (-)	10^{-19} m^2	1000 kg/m^3

(*) Perméabilité intrinsèque.

2.3.3.4. Résultats de simulation

Les résultats des deux simulations sont présentés dans le plan (p ou p' - q) (Figure 2-8). La surface de charge et la ligne d'état critique (CSL) sont également tracées. Pour le cas du drainage axial (Figure 2-8a), la courbe pour le point au centre est différente par rapport aux autres courbes à cause d'une pression interstitielle plus importante au centre de l'éprouvette. Comme la condition de drainage est imposée en haut et en bas de l'éprouvette, la courbe (p' - q) est similaire à la courbe (p - q) pour le point en haut. En revanche, pour le cas du drainage axial et latéral (Figure 2-8b), les courbes (p ou p' - q) du point en haut et du point au centre de l'éprouvette sont similaires. Cela résulte de la faible pression interstitielle pendant l'essai simulé.

Les distributions de pression d'eau dans l'éprouvette à la fin de la phase de cisaillement (après 540000 s, soit 6,25 jours, avec un déplacement total de 9 mm, soit une déformation axiale finale de 12%) dans les deux cas de simulation sont présentées sur la Figure 2-9a et sur la Figure 2-9b respectivement. Afin de montrer plus clairement l'évolution de la pression d'eau dans les deux cas de simulations, les valeurs de pression d'eau sont tracées en fonction de p (Figure 2-9c). Pour le cas du drainage axial, la pression d'eau au point du centre de l'éprouvette monte très vite jusqu'à 1,6 MPa après seulement 2 h de cisaillement. Au même point mais pour le cas de drainage latéral et axial, la pression d'eau est d'environ 0,2 MPa seulement. Cette observation montre l'efficacité du drainage latéral avec une vitesse de cisaillement donnée. Comme le modèle utilisé est un modèle simple qui n'est pas forcément réaliste pour simuler le comportement de l'argile de Boom, l'effet du drainage latéral nécessite d'être vérifié par des essais triaxiaux avec les même conditions imposées. Cet aspect sera abordé plus tard dans le chapitre 4.

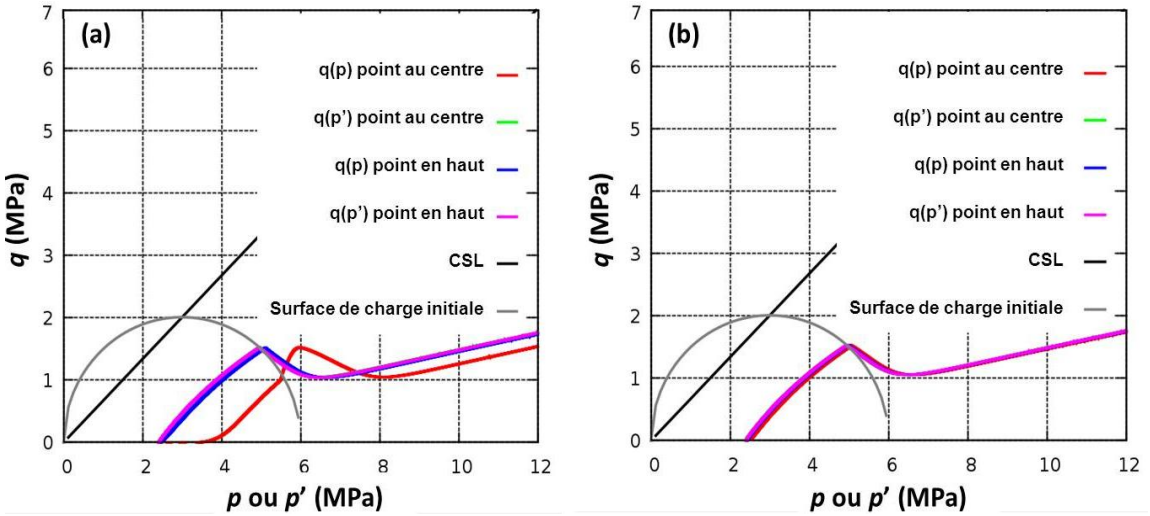


Figure 2-8 : Résultats des deux simulations par le code Bil dans le plan (*p ou p'*, *q*) : (a) drainage axial ; (b) drainage axial et latéral.

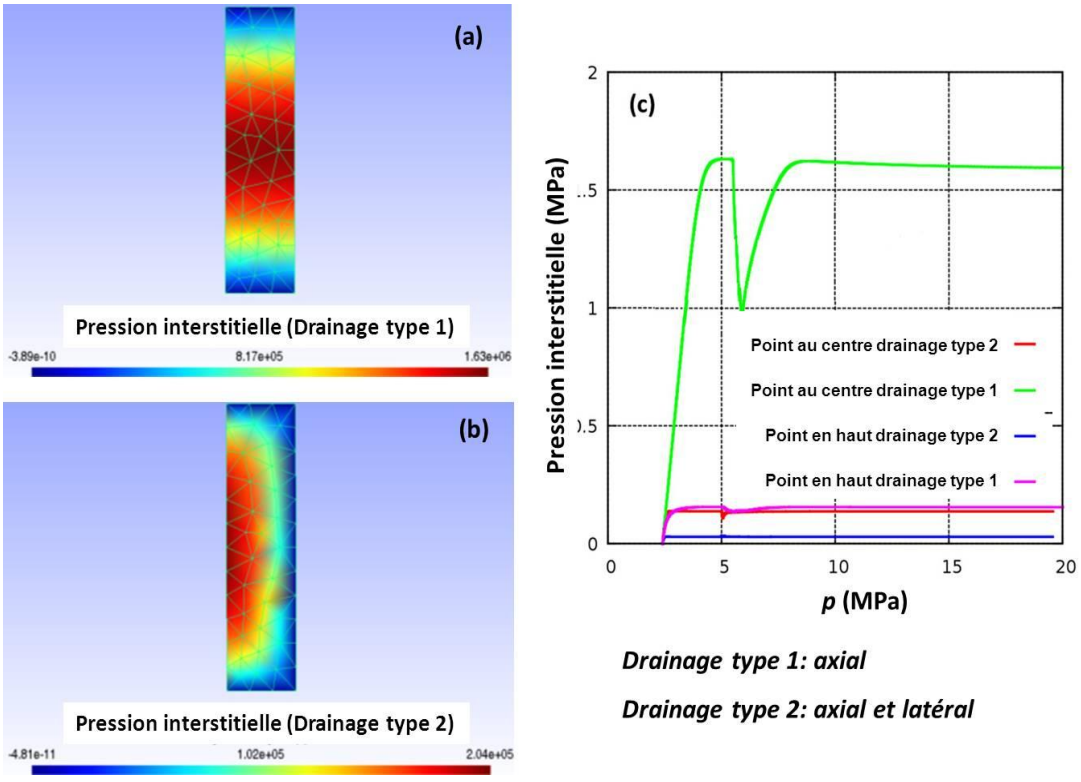


Figure 2-9 : Comparaison de pression interstitielle dans deux simulations: (a) distribution de pression interstitielle avec le drainage axial; (b) distribution de pression interstitielle avec le drainage axial et latéral ; (c) Evolution de pression interstitielle en fonction de *p*.

2.4. Observations microstructurales

2.4.1. Objectifs

La microstructure de l'argile de Boom est observée pour identifier l'anisotropie inhérente (plan du litage) et pour analyser la distribution des pores (micropores, macropores, etc.) dans l'argile.

2.4.2. Principes et matériels

Deux techniques expérimentales ont été utilisées : Porosimétrie au Mercure et Microscopie Electronique à Balayage (MEB).

2.4.2.1. Porosimétrie au mercure

La porosimétrie au mercure est basée sur la mesure de la quantité de mercure pénétrée dans des pores d'un matériau sous pressions (intrusion de mercure). Un certain temps d'attente pour chaque palier de pression est toujours nécessaire pour atteindre un équilibre lors du remplissage des pores. Ceci varie en fonction du diamètre des pores ainsi que de la forme et de la complexité du réseau de pores. La distribution de la taille des pores est analysée par l'appareil « AutoPore IV 9500 – Micromeritics Instrument Corp ». La pression appliquée varie entre 0,0035 MPa et 227,5 MPa. Les données (pression, diamètre des pores, volumes des pores cumulés, intrusion cumulée/différentielle) sont enregistrées par un ordinateur. L'équation de Washburn qui relie la pression (p) au diamètre des pores (d) pour les pores ayant une forme cylindrique et les plaques parallèles infinies (comme fissure) est (Romero,1999; Lima, 2011) :

$$p = -\frac{4\sigma_{Hg}\cos\theta_{nw}}{d} \qquad (0.0)$$

où σ_{Hg} : surface de tension du mercure (σ_{Hg} = 0,484 N/m à 25°C), θ_{nw} : l'angle de contact entre le mercure et les minéraux argileux.

2.4.2.2. Microscopie Electronique à Balayage (MEB)

Le MEB est une technique capable de produire des images en haute résolution de la surface d'un échantillon en utilisant le principe des interactions électrons-matière. La Figure 2-10 illustre le principe du MEB : une sonde électronique fine (faisceau d'électrons) est projetée sur l'échantillon à analyser. L'interaction entre la sonde électronique et l'échantillon génère des électrons secondaires de basse énergie, qui sont accélérés vers un détecteur d'électrons secondaires qui amplifie le signal.

À chaque point d'impact correspond un signal électrique. L'intensité de ce signal électrique dépend à la fois de la nature de l'échantillon au point d'impact qui détermine le rendement en électrons secondaires et de la topographie de l'échantillon au point considéré.

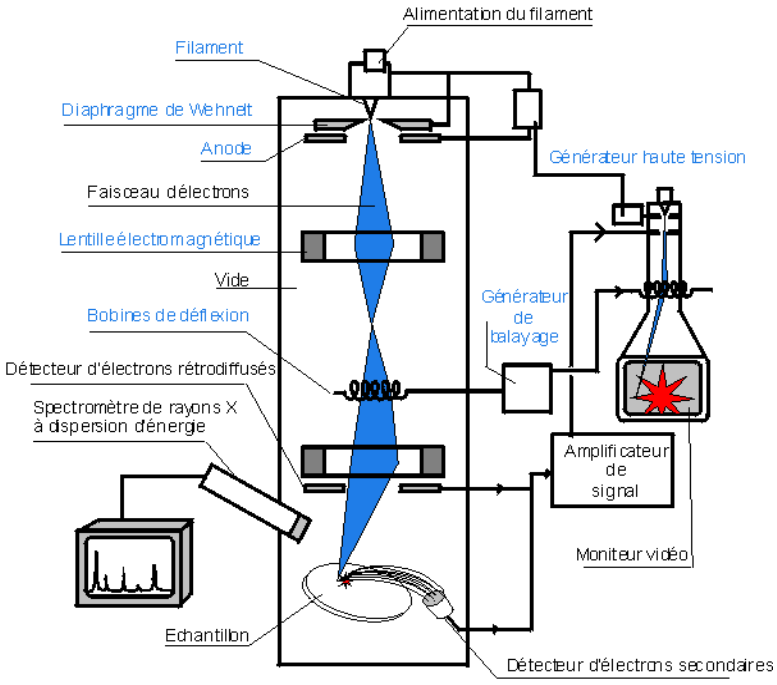


Figure 2-10 : Schéma d'un MEB équipé d'un détecteur de rayons X.

(source : http://materiaux.ecam.fr)

2.4.3. Procédure d'essai

Avant d'être observés au MEB ou à la porosimétrie au mercure, les échantillons de l'argile de Boom sont lyophilisés afin d'être séchés sans modifier la microstructure. La technique de lyophilisation est une méthode recommandée qui n'influence pas la microstructure d'argile (Delage et Pellerin, 1984; Lima, 2011).

2.4.4. Programme d'essais

Pour mieux comprendre la relation entre l'effet de microstructure et les propriétés thermo-hydro-mécaniques de l'argile de Boom, la microstructure de plusieurs échantillons utilisés pour les mesures de la conductivité thermique (paragraphe 2.5) et du module de cisaillement (paragraphe 2.6) a été étudiée. Différentes distances par rapport à l'axe de galerie (r) sont considérées afin d'analyser l'influence de l'excavation sur la distribution des pores. Une autre étude sur l'influence de la re-saturation sur la microstructure de l'argile de Boom a été également menée. La microstructure à trois états différents : naturel, re-consolidé sous contrainte in-situ (dans la cellule oedométrique),

saturé sous contrainte in-situ (dans la cellule oedométrique) est analysée. En fin, l'effet de la présence de la bande de cisaillement sur la microstructure des éprouvettes triaxiales est étudié. Les propriétés initiales des échantillons sont montrées dans le Tableau 2-4.

Tableau 2-4 : Programme des essais de porosimétrie au mercure sur l'argile de Boom.

Essai	Nom de carotte	Distance *r* (m)	ρ (Mg/m³)	*e* (-)
269	R66-67W	20.8	1.98	0.62
270	R66-67W	2.5	1.97	0.65
271	R66-67W	2.7	1.97	0.64
272	R66-67W	2.6	2.00	0.65
273	R66-67W	2.6	2.00	0.65
274	R66-67W	9.2	1.95	0.64
275	R66-67W	2.7	1.97	0.64
276 (*)	R66-67W	19.4	---	---
277 (**)	R66-67W	19.4	---	---
278	R66-67W	19.4	1.95	0.68
279 (***)	R66-67W	22.0	1.97	0.66
280 (***)	R66-67W	22.0	1.97	0.66
281 (***)	R66-67W	22.0	1.97	0.66
282 (***)	R66-67W	22.0	1.97	0.66

(*) échantillon re-consolidé sous σ_v = 2,4 MPa

(**) échantillon saturé sous σ_v = 2,4 MPa

(***) échantillon triaxial à la fin de la phase de cisaillement

Afin d'observer l'anisotropie inhérente (autrement dit les feuillets de litage) de l'argile de Boom, deux vues parallèle et perpendiculaire au plan de litage sont nécessaire à effectuer. L'illustration de ces deux types de vue est présentée sur la Figure 2-11. Cette façon de définition des vues est également utilisée par Dehandschutter et al. (2004).

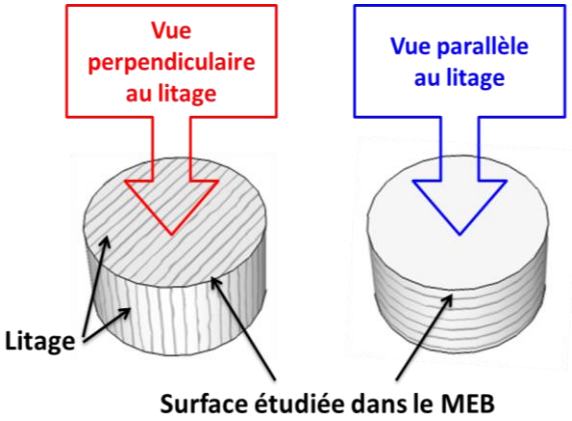


Figure 2-11 : Deux types de vues effectuées dans le MEB sur les échantillons de l'argile de Boom.

2.5. Mesure de la conductivité thermique

2.5.1. Objectifs

La conductivité thermique de la formation d'hôte est un des sujets important dans le contexte du stockage des déchets radioactifs dans des formations géologiques profondes.

Le premier objectif de cet essai est de mesurer la conductivité thermique de l'argile de Boom naturelle dans trois directions différentes (parallèle, perpendiculaire et incliné 45° par rapport au litage) afin de mettre en évidence l'anisotropie au niveau de la conductivité thermique. Le deuxième objectif est de détecter l'effet de l'excavation de la galerie (creusée en 2002 à Mol) sur la conductivité thermique de l'argile de Boom. Les échantillons sont prélevés à plusieurs distances par rapport à l'axe de la galerie (r).

2.5.2. Principes et matériels

La conductivité thermique est souvent mesurée par trois méthodes : barres divisées, scannage optique, et sonde à aiguille.

- La méthode des barres divisées est une méthode en régime permanent dans laquelle un gradient de température est imposé à l'échantillon. Cette méthode est considérée comme une technique assez précise, notamment pour mesurer la conductivité thermique des roches (Farouki, 1986; Johansen, 1975; Midtomme et Roaldset, 1999).

- La méthode de scannage optique est plus récente. Elle utilise une source de chaleur focalisée, mobile et continue en combinaison avec des capteurs de température à infrarouge pour chauffer l'échantillon. En se basant sur le changement de la température par rapport à un échantillon de référence, la conductivité thermique de l'échantillon est déterminée. Cette méthode est aussi recommandée pour des roches (Popov et al., 1999).
- La méthode de sonde à aiguille est la méthode la plus simple parmi les trois méthodes. Il s'agit d'une méthode en régime transitoire avec un flux de chaleur se propageant radialement dans le plan perpendiculaire à l'aiguille. Cette méthode peut être utilisée pour plusieurs types de matériaux (argile, bentonite, etc.).

Dans notre étude, la méthode de sonde à aiguille est choisie, avec l'appareil KD2 Pro (Decagon Device, 2012). Il est composé d'un boîtier de lecture et de trois capteurs de température séparés : petite aiguille simple, grande aiguille simple et double aiguille (Figure 2-12a).

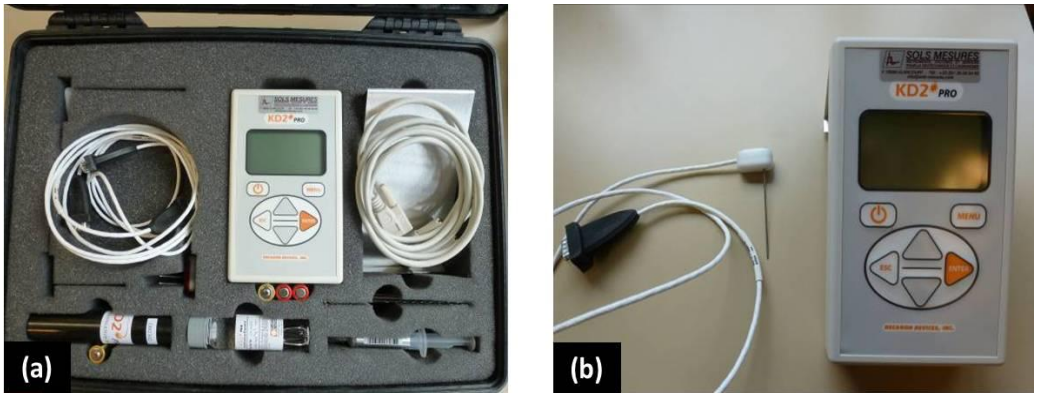


Figure 2-12 : L'appareil KD2 Pro (Decagon Devices, Inc) : (a) l'ensemble du kit (boîtier, trois aiguilles thermiques, câbles, étalons d'étalonnage; (b) boîtier de lecture et la petite aiguille simple (diamètre 1,3 mm ; longueur 6 mm).

Pour adapter au milieu come l'argile de Boom naturelle, la petite aiguille simple (diamètre 1,3 mm ; longueur 6 mm) est sélectionnée (Figure 2-12b). Notons que la graisse thermique (« High-density polysynthetic silver thermal compound » fabriquée par Arctic Silver) est fournie dans le kit de KD2 Pro pour bien assurer le contact entre l'aiguille et le milieu testé (ASTM, 2008b). Le KD2 Pro peut mesurer non seulement la conductivité thermique mais aussi d'autres propriétés : résistivité thermique, diffusivité thermique, chaleur massique (capacité thermique massique). Dans cette étude, seule la mesure de conductivité thermique est exploitée. Pour l'aiguille thermique choisie, sa gamme de mesure varie entre 0,02 W/(m.K) et 2,0 W/(m.K) (± 5%).

La durée d'une mesure complète est de quelques minutes. Les données sont enregistrées dans la boîte de lecture. Le temps d'équilibre prend environ 30-60 s avant de chauffer. La lecture de l'évolution de la température prend 60 s. A la fin de la mesure, le boîtier calcule la conductivité thermique en se basant sur le changement de la température (ΔT) dans le temps (Δt). La valeur ΔT signifie la dissipation de chaleur d'une source linéaire dont le voltage est connu.

L'équation de la conduction de chaleur radiale dans un milieu homogène est :

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \kappa\left(\frac{\partial^2 T}{\partial r^2} + \frac{1}{r}\frac{\partial T}{\partial r}\right) \qquad (0.0)$$

où : T : température (°C) ; t : temps (s) ; κ : diffusivité thermique (m^2/s) ; r : rayon.

Lorsqu'une aiguille thermique (suffisamment longue) est introduite dans un milieu homogène, l'augmentation de la température à partir d'une valeur initiale T_0 à une distance quelconque r est :

$$T - T_0 = \frac{q}{4\pi\lambda} Ei\frac{-r^2}{4\kappa t} \qquad (0.0)$$

où q : chaleur produite par une longueur unité et par un temps unité (W/m), λ : conductivité thermique du milieu considéré (W/(m.K)) ; Ei : fonction intégrale exponentielle (équation (0.0)) :

$$-Ei(-a) = \int_a^\infty \left(\frac{1}{u}\right)\exp(-u)du = -\gamma - \ln\left(\frac{r^2}{4\kappa t}\right) + \frac{r^2}{4\kappa t} - \left(\frac{r^2}{8\kappa t}\right)^2 + \ldots \qquad (0.0)$$

Avec $a = r^2/4\kappa t$, et γ est le constant d'Euler (0,5772…).

Quand t est grand, l'équation (0.0) devient :

$$T - T_0 \cong \frac{q}{4\pi\lambda}\left(\ln(t) - \gamma - \ln\left(\frac{r^2}{4\kappa}\right)\right) \qquad (0.0)$$

On voit dans l'équation (0.0) que la relation entre $\Delta T = T - T_0$ et $\ln(t)$ est linéaire avec une pente égale à $(q/4\pi\lambda)$. Donc, connaissant ΔT et t, on peut calculer la conductivité thermique selon l'équation suivante :

$$\lambda \cong \frac{q}{4\pi m} \qquad (0.0)$$

Comme les échantillons de l'argile de Boom naturelle considérés sont à l'état non saturé, la méthode de Johansen (1975) pour un sol non-gelé est utilisée afin de calculer la conductivité thermique à l'état saturé (λ_{sat}) à partir de la valeur à l'état non saturé (λ) et à l'état sec (λ_{dry}) (Farouki, 1986):

$$\lambda_{sat} = \frac{(\lambda - \lambda_{dry})}{K_e} + \lambda_{dry} \tag{0.0}$$

où :

$$K_e \cong \log S_r + 1.0 \tag{0.0}$$

$$\lambda_{dry} = \frac{0.135\rho_d + 64.7}{2700 - 0.947\rho_d} \pm 20\% \ (W/(m.K)) \tag{0.0}$$

où ρ_d est la densité sèche en kg/m^3.

2.5.3. Procédure d'essais

La procédure de mesure de conductivité thermique adoptée suit la norme ASTM 5334-08 (ASTM, 2008b). La carotte (D = 100 mm), après avoir été déballée, est coupée pour préparer un échantillon ayant une forme cylindrique. La hauteur minimale de l'éprouvette est de 60 mm. Ensuite, l'éprouvette est enveloppée du scotch pour la renforcer et aussi pour la protéger d'échanges d'eau avec l'environnement (Tang et al., 2008). Notons qu'il faut toujours observer le plan du litage avant de scotcher et puis marquer sur le scotch la direction du litage. En se basant sur ces marques, trois petits trous cylindriques (perpendiculaire, parallèle et orienté 45° par rapport au litage) sont préparés par un foret d'un diamètre de 1,2 mm (légèrement plus petit que celui de l'aiguille). Le système d'appui qui est composé d'une perceuse et d'un plan de fixation, est montré sur la Figure 2-13. Après le forage, il est nécessaire d'attendre au moins 5 minutes pour équilibrer la température dans le trou avec celle ambiante, avant d'introduire l'aiguille thermique dans le trou. L'aiguille est couverte par une couche fine de graisse thermique. Après quelques minutes de chauffage (température ambiante +0,5°C) et de lecture, la boîte de lecture affiche la valeur de la conductivité thermique. Pour chaque trou, plusieurs mesures sont effectuées pour vérifier la fiabilité de la mesure. Le temps d'attente entre chaque mesure est de 15 minutes.

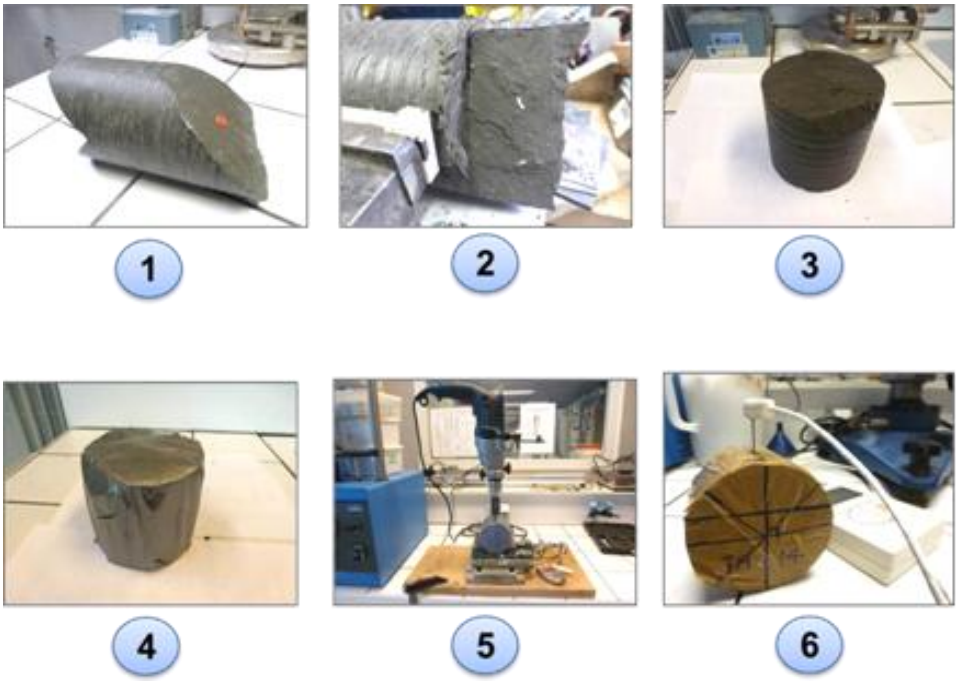


Figure 2-13 : Procédure de la mesure de conductivité thermique.

Supposons que l'angle entre l'axe de l'aiguille et le vecteur normal au plan du litage est α. Trois cas sont considérés avec trois angles α (0°, 45°, 90°) différents correspondant respectivement aux trois conductivités thermiques λ_0, λ_{45}, λ_{90} (Figure 2-14). Notons que, dans le cas α = 0°, la chaleur d'aiguille se propage préférentiellement dans la direction parallèle au plan du litage, donc $\lambda_0 = \lambda_{//}$ (conductivité thermique parallèle au litage). Cependant, dans le cas α = 90°, la chaleur se propage dans les deux directions perpendiculaire et parallèle au litage, donc $\lambda_{90} \neq \lambda_{\perp}$ (conductivité thermique perpendiculaire au plan du litage). La dernière valeur λ_{45} est la conductivité apparente qui est contribuée par $\lambda_{\perp}$ et $\lambda_{//}$.

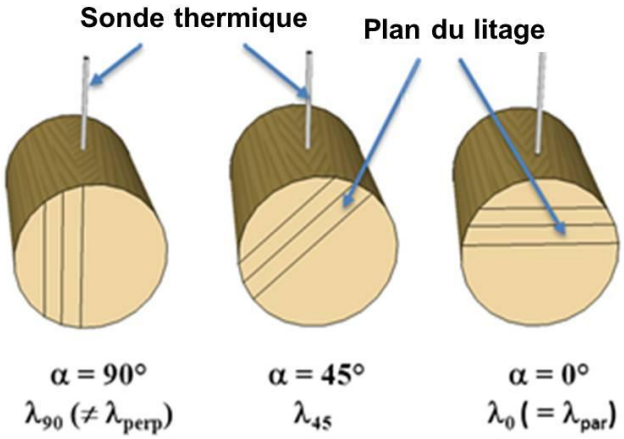


Figure 2-14 : Trois mesures de conductivité thermique sur un échantillon de l'argile de Boom.

2.5.4. Programme d'essais

La liste des essais effectués est présentée dans le Tableau 2-5. Notons que les essais TH2, TH3, TH4, TH5 sont les premiers essais (1ère série) sur les anciennes carottes existantes. Afin de mieux comprendre l'influence de l'excavation sur la conductivité thermique, la 2e série est lancée avec les carottes plus fraîches en provenance d'un même long forage horizontal (R66-67W).

Tableau 2-5 : Programme des mesures de conductivité thermique.

Essai	Nom de carotte	Distance r	ρ_d (Mg/m^3)	w (%)	e_0 (-)	S_r (%)
TH2	Kern 5C (2007)	6.5	1.60	23.9	0.66	95
TH3	Kern 3 (2007)	10.9	1.64	22.	0.68	98
TH4	Kern 2 (2007)	9.1	1.62	23.4	0.71	97
TH5	Kern 5B (2007)	6.5	1.63	22.6	0.61	94
TH6	R66-67W (2012)	2.5	1.61	24.0	0.65	98
TH7	R66-67W (2012)	2.6	1.64	23.1	0.63	98
TH8	R66-67W (2012)	2.7	1.64	23.1	0.63	98
TH9	R66-67W (2012)	20.8	1.63	23.5	0.64	98
TH10	R66-67W (2012)	16.0	1.64	22.6	0.63	96
TH11	R66-67W (2012)	9.2	1.64	22.6	0.63	96
TH12	R66-67W (2012)	6.0	1.63	22.8	0.64	95
TH13	R66-67W (2012)	3.8	1.63	23.0	0.63	98
TH14	R66-67W (2012)	3.4	1.63	23.5	0.64	98

2.6. Mesure du G_0 en utilisant les éléments piézoélectriques

2.6.1. Objectifs

Le premier objectif de cet essai est de mettre en évidence l'anisotropie inhérente du module de cisaillement à petites déformations G_0 de l'argile de Boom naturelle. Le module de cisaillement G_0 est déterminé en se basant sur des mesures de vitesse d'ondes de cisaillement V_S (sans confinement). Trois vitesses d'onde de cisaillement sont mesurées dans trois directions différentes par rapport au litage (V_{hh}, V_{hv}, V_{h45}). La définition du module de cisaillement $G_{0(ij)}$ est présentée dans le Chapitre 1. Comme les échantillons de l'argile de Boom naturelle utilisés pour ces essais sont ceux utilisés dans les mesures de conductivité thermique (2e série, paragraphe 2.5.4), l'influence de

l'excavation sur le module de cisaillement est aussi analysée. Le troisième objectif est d'observer l'évolution du module de cisaillement sous confinement à l'aide d'une cellule triaxiale.

2.6.2. Principe et matériels

Les éléments piézoélectriques utilisés sont composés d'un émetteur et d'un récepteur qui sont enfoncés dans l'échantillon (dans deux petites fentes pré-creusées dont les dimensions sont égales à celles de la lame des éléments piézoélectriques). Les vitesses d'onde de cisaillement V_S et de compression V_P sont enregistrées dans l'ordinateur via un programme spécifique de GDS (BENDERS v 1.5.3). La technique des éléments piézoélectriques, ainsi que la théorie sur l'anisotropie de propagation d'onde de cisaillement dans un milieu anisotrope (V_{hh}, V_{hv}, V_{h45}) sont présentés dans le Chapitre 1. A partir des mesures de V_S (V_{hh}, V_{hv}, V_{h45}), les modules de cisaillement à petites déformations dans trois directions différentes (G_{hh}, G_{hv}, G_{h45}) sont déterminés selon l'équation (0.0). Ce principe expérimental conforme à la norme française NF P 94-411 (AFNOR, 2002).

Quatre jeux des éléments piézoélectriques ont été utilisés : un premier ancien jeu S1P1, un deuxième ancien jeu S3P3, un premier nouveau jeu S4P4 et un deuxième nouveau jeu SAPA (Figure 2-15a, b, c, d respectivement) :

- jeu S1P1 : servi aux mesures de G_0 sans confinement ;
- jeu S4P4 : installé directement dans la cellule triaxiale haute pression HP3 modifiée sans étalonnage avant l'essai. A la fin du premier essai triaxial, il est étalonné en mode de contact direct. Comme le jeu est collé dans les embases, en sortant le jeu, la gaine et les fils électriques de l'émetteur sont très endommagés. Pour cette raison, ce jeu ne peut plus être réutilisé ;
- jeu SAPA (nouveau jeu) et S3P3 (ancien jeu) : étalonnés avant l'essai en mode de contact direct, et également étalonnés sur le sable de Toyoura dans une cellule triaxiale basse pression. Suite à ces étalonnages, le jeu S3P3 est choisi d'abord pour être installé dans les embases de la cellule triaxiale HP3 modifiée pour remplacer le jeu S4P4 (voir paragraphe 2.10.2). Ensuite, après 3 essais triaxiaux, ce jeu S3P3 a été dégradé et donc replacé par le jeu SAPA.

Tous ces jeux des éléments piézoélectriques et la boîte de contrôle sont fabriqués par GDS (http://www.gdsinstruments.com/gds-products/gds-bender-element-system). La boîte de contrôle a les fonctions d'alimenter les capteurs, de générer les signaux, d'amplifier la source de signal, de

changer le mode d'onde générée (onde de cisaillement ou de compression). Grâce à cette boîte, une fréquence maximale f = 10 kHz (période minimale T = 0,1 ms) peut être générée avec 500 points d'échantillonnage. Un temps de mesure de 1 ms et une forme sinusoïdale d'ondes émises et reçues sont choisis pour toutes les mesures.

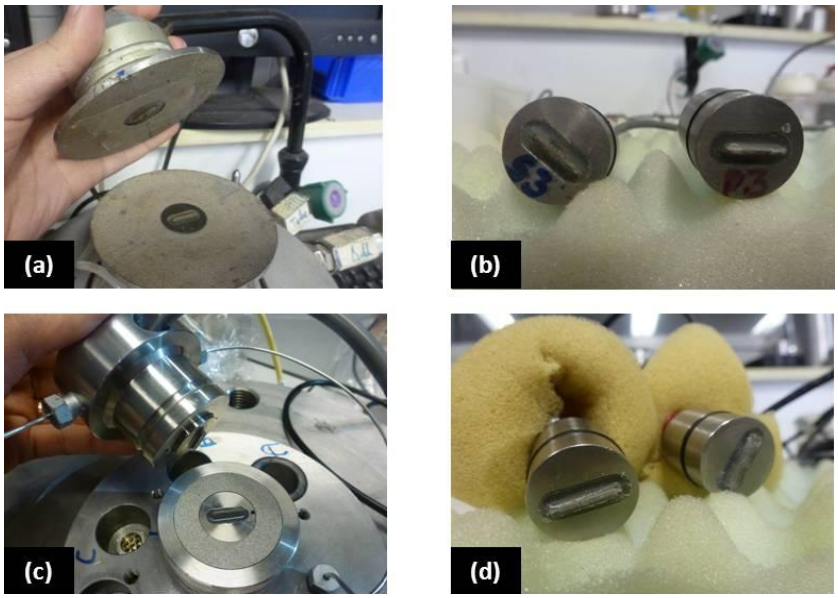


Figure 2-15 : Quatre jeux des éléments piézoélectriques utilisés : (a) S1P1 ; (b) S3P3 ; (c) S4P4 ; (d) SAPA (S1P1 et S3P3 sont deux anciens jeux).

2.6.3. Etalonnages des éléments piézoélectriques

2.6.3.1. Etalonnages en mode de contact direct

Les étalonnages en mode de contact direct pour les trois jeux S3P3, S4P4 et SAPA sont abordés dans cette partie. Les deux courbes pour l'émetteur et le récepteur doivent théoriquement coïncider l'une avec l'autre (même point de première flexion, même période). Mais à part l'endommagement des éléments piézoélectriques (due aux états de fortes contraintes appliquées), il y a plusieurs autres facteurs qui pourraient influencer cet étalonnage. Par exemple : l'alignement des deux lames des éléments piézoélectriques (sans échantillon comme un système de support, l'alignement des deux lames devient moins facile), l'épaisseur de la colle couvrant les lames des éléments piézoélectriques, etc. Bien qu'il existe quelques sources d'erreur possibles, l'étalonnage en mode de contact direct est nécessaire d'être effectué afin d'évaluer de façon globale la performance des éléments piézoélectriques.

L'ancien jeu S3P3 a été étalonné en mode de contact direct par trois opérateurs différents. Les signaux d'onde de cisaillement à la période T = 0,1 ms en choisissant trois opérateurs différents sont montrés sur la Figure 2-16, la Figure 2-17, et la Figure 2-18). En réalité, pour le jeu S3P3, il y a un petit décalage (retard d'environ de 0,012 ms dans le système électrique) au niveau de la première flexion (vers le haut) qui est presque constant pour tous les trois opérateurs différents. La forme d'onde du récepteur n'est pas parfaitement nette avec des petites « bosses ». En revanche, la période de réponse est acceptable.

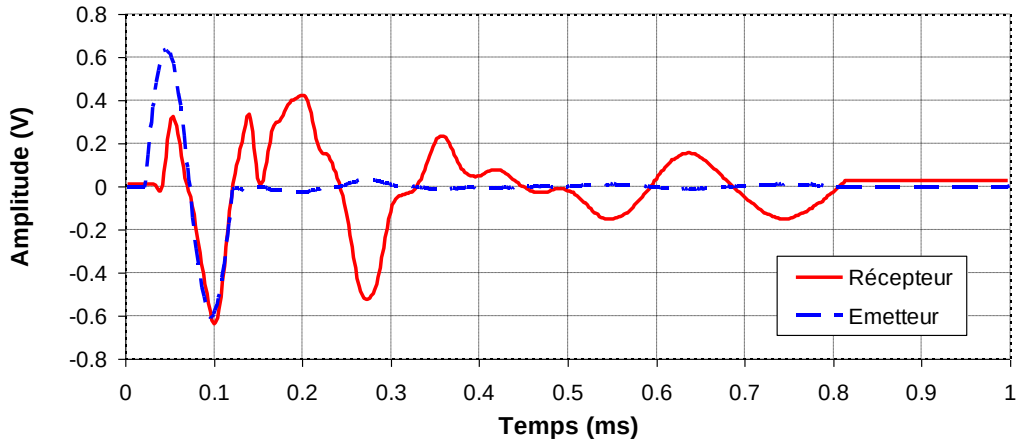


Figure 2-16 : Etalonnage en mode de contact direct V_S (T = 0,1 ms) pour le jeu S3P3 (1er opérateur).

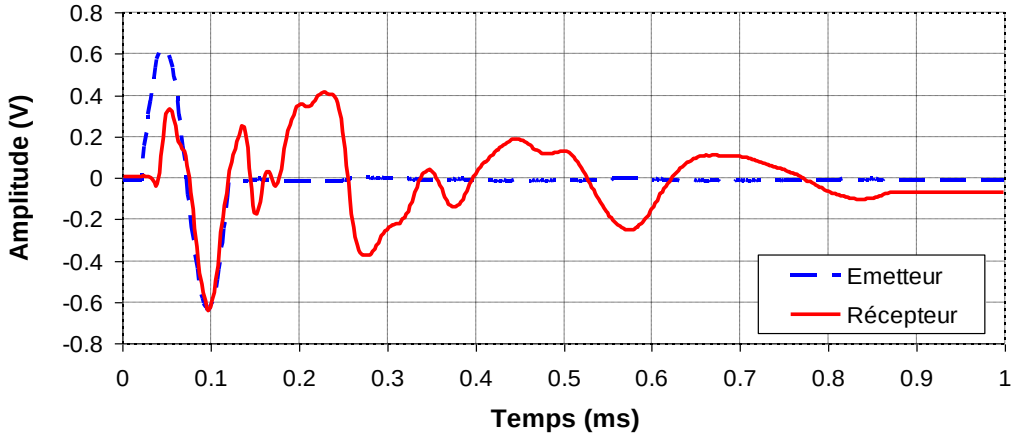


Figure 2-17 : Etalonnage en mode de contact direct V_S (T = 0,1 ms) pour le jeu S3P3 (2eme opérateur).

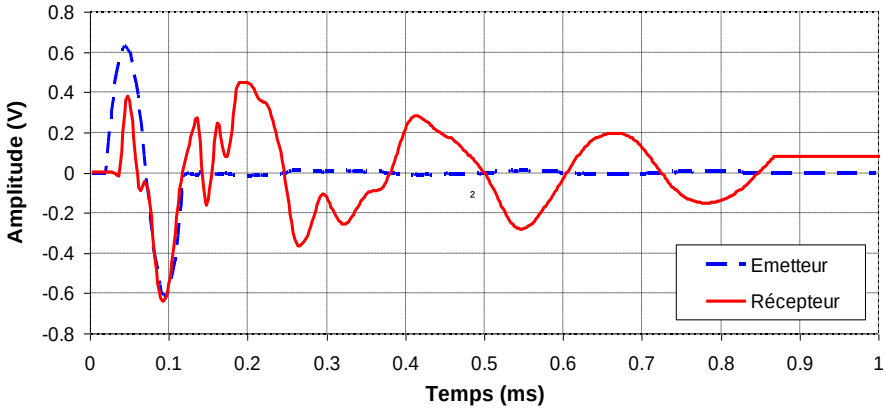


Figure 2-18 : Etalonnage en mode de contact direct V_S (T = 0,1 ms) pour le jeu S3P3 (3eme opérateur).

Les signaux d'onde de compression à la période T = 0,1 ms générés par le jeu S3P3 sont également présentés sur la Figure 2-19. Suite à plusieurs reprises, on a vu que les signaux étaient identique et ne dépendaient pas de l'opérateur. En comparant la Figure 2-16 et la Figure 2-19, on constate que, la forme des signaux du récepteur dans le cas de l'onde de compression n'est pas parfaite mais elle colle à ceux d'émetteur mieux que dans le cas d'onde de cisaillement. Ce fait peut être expliqué par la manière de transmettre des ondes : pour l'onde de compression, sa transmission est directe donc les signaux captés seront plus « propres » que ceux de l'onde de cisaillement.

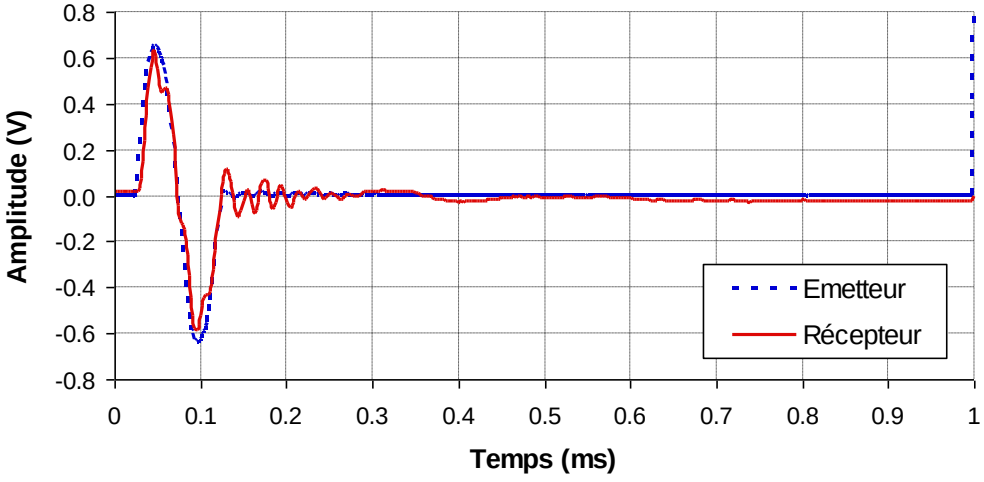


Figure 2-19 : Etalonnage en mode de contact direct V_P (T = 0,1 ms) pour le jeu S3P3.

A partir des signaux enregistrés pour des ondes de cisaillement et de compression, on voit qu'il existe une petite erreur, par exemple : le départ est légèrement retardé, soit la forme des signaux du récepteur n'est pas tout-à-fait « propre ». Cette erreur vient probablement de l'état usé des éléments piézoélectriques, de la façon de fabrication de la lame des éléments piézoélectriques (à cause de la couche de protection au-dessus de la lame, le temps de propagation est légèrement influencé), de la

condition d'étalonnage manuelle (un déséquilibre manuel (de l'opérateur) minuscule peut provoquer des signaux moins « propre » car le temps de transmission est seulement 1 ms. Suite à ces analyses, on décide que : (i) le petit retard entre l'onde du récepteur et celle d'émetteur ne sera pas pris en compte ultérieurement dans le calcul de la vitesse d'ondes de cisaillement et de compression, (ii) la méthode de première flexion (« start-to-start » en anglais) est choisie pour déterminer le temps de propagation pour le jeu S3P3.

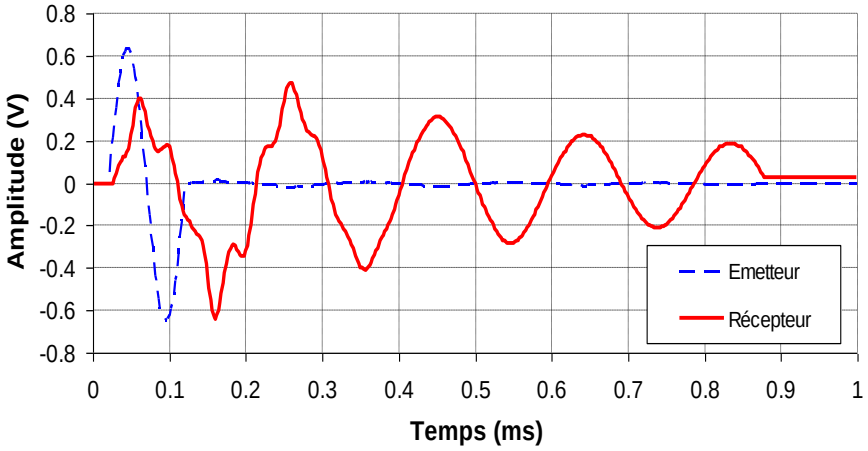


Figure 2-20 : Etalonnage en de mode contact direct V_S (T = 0,1 ms) pour le jeu SAPA.

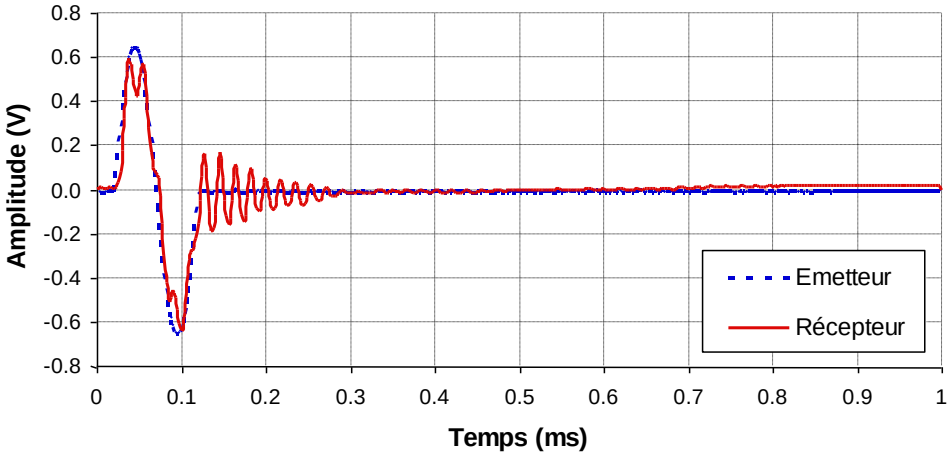


Figure 2-21 : Etalonnage en de mode contact direct V_P (T = 0,1 ms) pour le jeu SAPA.

Les nouveaux éléments piézoélectriques SAPA étaient aussi étalonnés en mode de contact direct par trois opérateurs différents. Les résultats des trois opérateurs sont compatibles, donc seulement un exemple des signaux de l'émetteur et du récepteur (T = 0,1 ms) est présenté sur la Figure 2-20. Bien que ce jeu ne soit soumis à aucune sollicitation avant, il y a quand même une grande différence au niveau de la période entre l'émetteur et le récepteur. Mais si on prend la méthode de première flexion pour déterminer le temps de propagation, l'effet du changement de période sera résolu. Le retard de la première flexion est moins important (0,004 ms) par rapport à celui de l'ancien jeu

S3P3. Cependant, le retard en termes de période est grand (presque le double). Pour l'onde de compression (Figure 2-21), les résultats d'étalonnage sont identiques par rapport ceux de l'onde de compression. Comme le cas du jeu précédent (S3P3), pour le jeu SAPA, on ne prend pas compte du retard initial en calculant la vitesse d'ondes.

Le nouveau jeu S4P4 a été étalonné après l'essai triaxial dans la cellule auto-compensée HP3 (Figure 2-22). Comme il n'y a pas d'étalonnage initial (avant l'essai triaxial), on ne peut pas vérifier l'influence mécanique de cet essai sur la performance des éléments piézoélectriques. En tous cas, à la fin du premier essai triaxial (essai T3HP3, voir le programme d'essais présenté ultérieurement dans le paragraphe 2.10.4), on voit quand même que la période est presque égale à celle du jeu SAPA (Figure 2-20). Le petit retard de la première flexion est le même (0,004 ms). La forme des signaux de l'onde de compression au cours de l'étalonnage (Figure 2-23) ressemble à celle enregistrée pour le jeu S3P3 et SAPA.

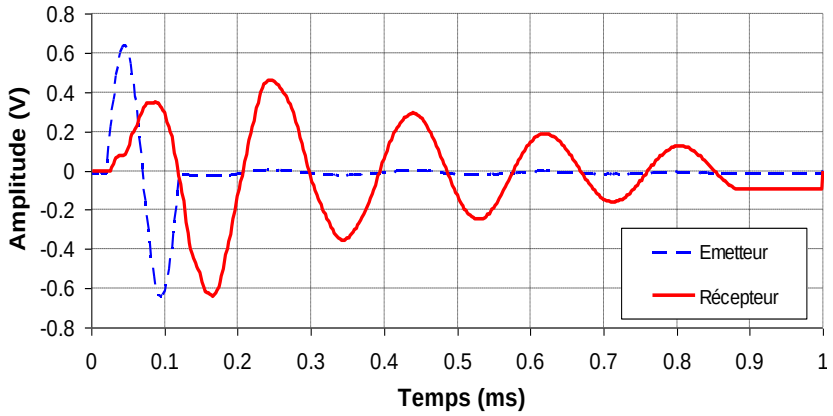


Figure 2-22 : Etalonnage en mode de contact direct V_S (T = 0.1 ms) pour le jeu S4P4.

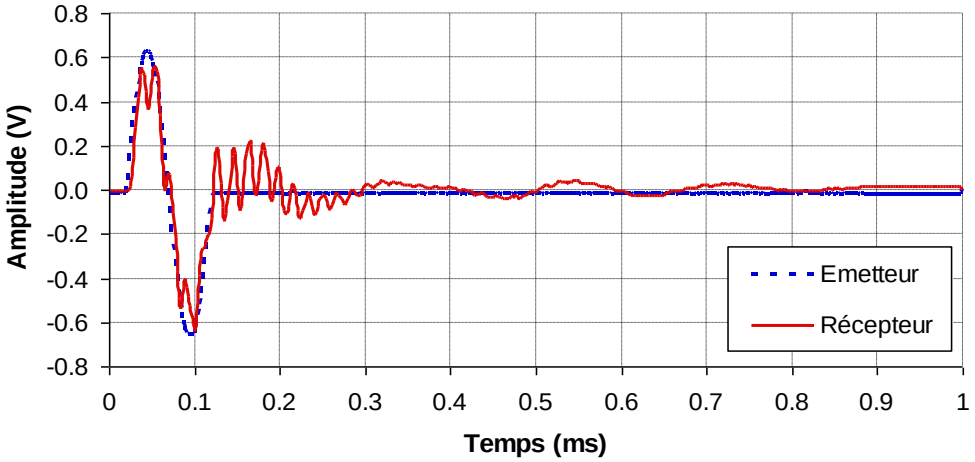


Figure 2-23 : Etalonnage en mode de contact direct V_P (T = 0.1 ms) pour le jeu S4P4.

2.6.3.2. Etalonnage sur le sable de Toyoura sous confinement

Le sable de Toyoura est un sable de référence utilisé dans plusieurs laboratoires (Andria-Ntoanina, 2011; Chen et al., 2006; Miura et al., 1994; Tatsuoka et al., 1986; Yamachita et al., 2001). Les caractéristiques de ce matériau sont présentées dans le Tableau 2-6.

Tableau 2-6 : Caractéristiques du sable de Toyoura (Chen et al., 2006).

ρ_s (Mg/m³)	e_{min}	e_{max}	D_{10} (mm)	D_{30} (mm)	D_{60} (mm)
2.635	0.628	0.968	0.12	0.16	0.2

Andria-Ntoanina (2011) a utilisé des éléments piézoélectriques pour étudier le module de cisaillement du sable sous confinement. Elle a étalonné ses éléments piézoélectriques en comparant ses résultats avec les résultats trouvés dans la littérature sur ce sable (Figure 2-24).

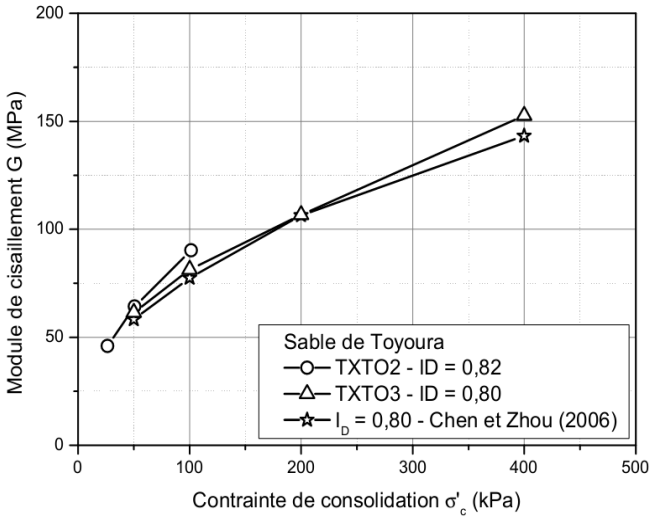


Figure 2-24 : Comparaison des modules de cisaillement du sable de Toyoura mesurés par Andria-Ntoanina (2011) et Chen et al. (2006).

Les jeux des éléments piézoélectriques S3P3 et SAPA ont été installés dans la cellule triaxiale en basse pression afin de les étalonner en comparant avec les résultats obtenus par Andria-Ntoanina (2011). Pour chaque jeu d'éléments piézoélectriques, deux essais triaxiaux sur deux types d'éprouvettes D = 100 mm (H = 100 mm et H = 200 mm) sont effectués (Figure 2-25). Une densité I_D = 0,8 est choisie pour que notre matériau ait les mêmes propriétés que celui d'Andria-Ntoanina (2011). La pression de confinement est augmentée (par paliers de chargement) puis diminuée (par paliers de déchargement) selon l'ordre suivant: 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa. Les signaux d'ondes de cisaillement sont enregistrés à trois périodes différentes (T = 0,1 ms ; 0,2 ms ; 0,3 ms) afin d'étudier l'influence de la période sur les résultats.

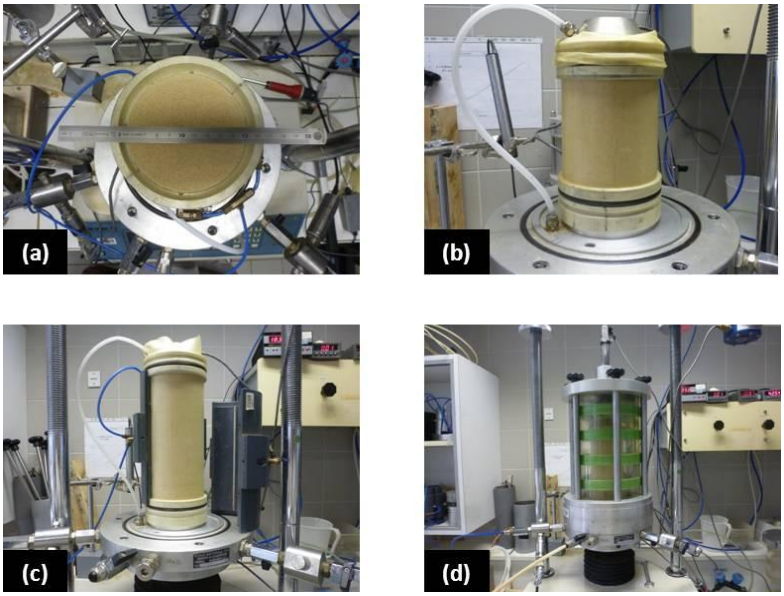


Figure 2-25 : Les essais triaxiaux sur le sable de Toyoura en mesurant le module de cisaillement G_0 : (a) & (b) : éprouvette D = 100 mm, H = 100 mm ; (c) & (d) : éprouvette D = 100 mm, H = 200 mm.

Parce que le nouveau jeu SAPA donnait des résultats moins proches de ceux d'Andria-Ntoanina (2011) que ceux du jeu S3P3, le jeu S3P3 est choisi pour être installé à la cellule triaxiale HP3. Dans la partie suivante, seules les mesures du jeu S3P3 sur l'éprouvette D = 100 mm, H = 200 mm sont comparées avec celles d'Andria-Ntoanina. Une simple comparaison des signaux d'onde de cisaillement enregistrés à la période T = 0,3 ms est montrée sur la Figure 2-26. On voit bien que les signaux se ressemblent.

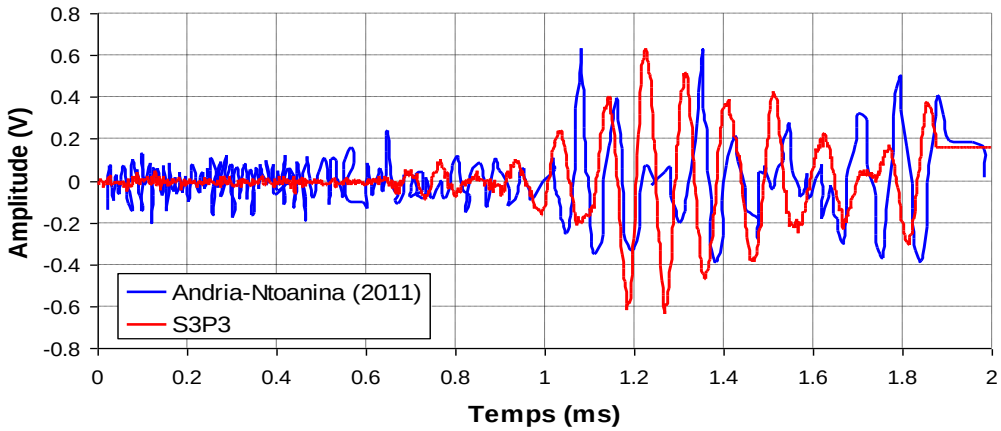


Figure 2-26 : Comparaison entre la réponse d'onde de cisaillement V_S (T = 0,3 ms) de l'ancien jeu S3P3 et celle de Andria-Ntoanina (2011) sous une contrainte de confinement de 25 kPa.

Deux méthodes de détermination du temps de propagation sont choisies : pic-à-pic et première flexion (« start-to-start »). Les résultats du module de cisaillement à petites déformations à plusieurs périodes différentes sont présentés en fonction de la contrainte de confinement. A la période T = 0,1 ms, les résultats de S3P3 par deux méthodes sont assez proches des valeurs de référence d'Andria-Ntoanina (Figure 2-27). Si l'on regroupe les résultats de la méthode pic-à-pic, on voit que plus la période est longue, plus la différence est grande entre les résultats de S3P3 et ceux d'Andria-Ntoanina (Figure 2-28). Quant aux résultats de la méthode de première flexion, les valeurs à trois périodes testées sont assez proches (Figure 2-29). Suite à ces essais d'étalonnage, la méthode « pic-à-pic » à faible période est choisie pour interpréter les signaux du jeu S3P3.

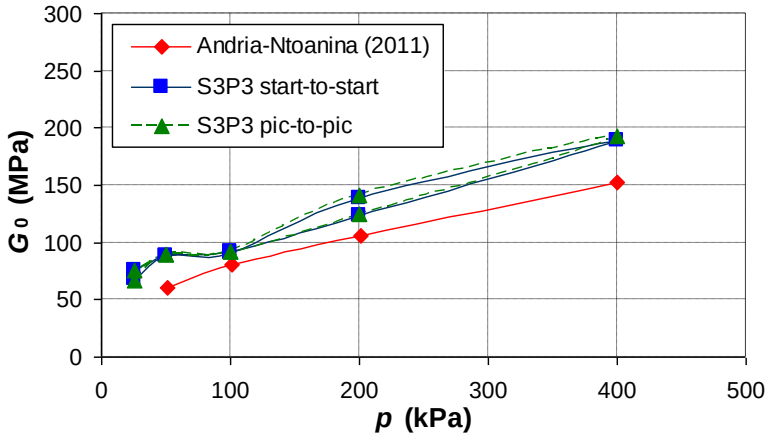


Figure 2-27 : Mesures de G_0 sur le sable Toyoura obtenues par Andria-Ntoanina (2011) et avec le jeu S3P3 (T = 0,1ms).

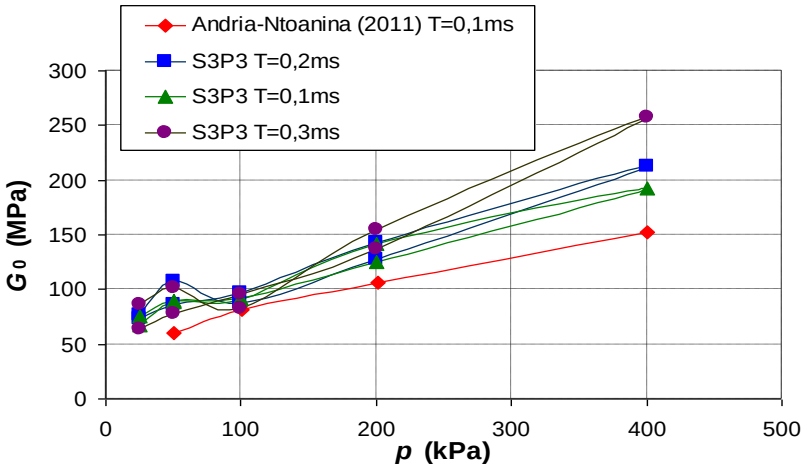


Figure 2-28 : Mesures (méthode pic-à-pic) de G_0 sur le sable Toyoura obtenues par Andria-Ntoanina (2011) et avec le jeu S3P3 à plusieurs périodes (T).

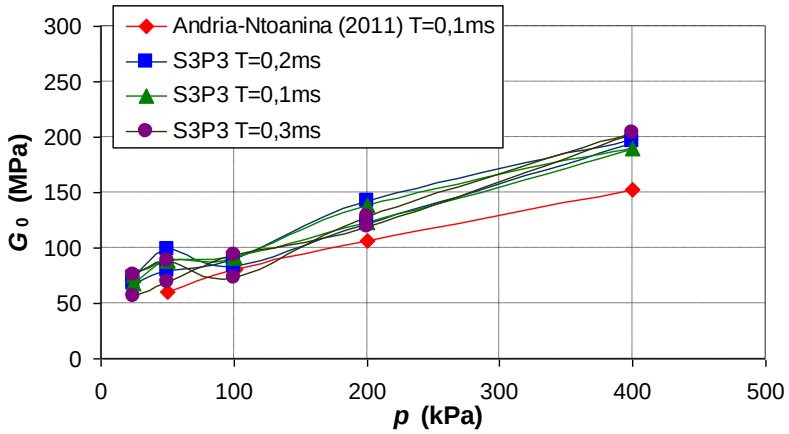


Figure 2-29 : Mesures (méthode de première flexion) de G_0 sur le sable Toyoura obtenues par Andria-Ntoanina (2011) et avec le jeu S3P3 à plusieurs périodes (T).

2.6.4. Procédure d'essais

La procédure décrite ci-dessous est pour les mesures du module de cisaillement à petites déformations en utilisant les éléments piézoélectriques en condition sans confinement. Notons que pour cette série d'essais, le jeu des éléments piézoélectriques utilisé est S1P1. Comme les signaux obtenus avec ce jeu sur l'argile de Boom sont très nets (Figure 2-30), et afin d'éviter le champ proche (le détail sur le phénomène du champ proche est présenté dans le Tableau 1-10), la méthode pic-à-pic a été choisie pour calculer la vitesse d'onde de cisaillement.

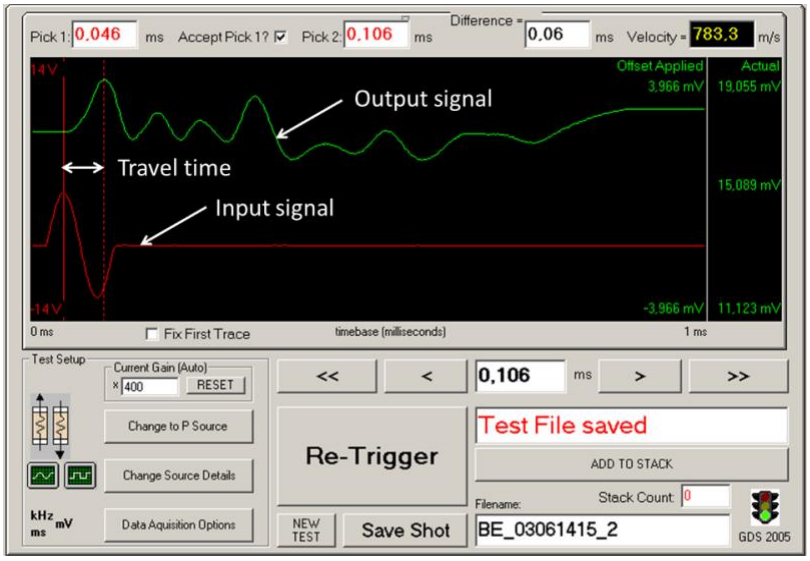


Figure 2-30 : Signaux d'onde de cisaillement de l'argile de Boom enregistrés en utilisant le jeu S1P1.

La norme utilisée pour ce type d'essais est D 2845-08 (ASTM, 2008a). Les échantillons utilisés étaient les mêmes que pour les mesures de conductivité thermique. Notons qu'après les mesures de la conductivité thermique, les échantillons ne sont protégés que par des couches de scotch (sans paraffine autour de l'échantillon), donc il y avait certainement d'échanges d'eau avec l'environnement, provoquant une légère augmentation de succion dans le sol testé.

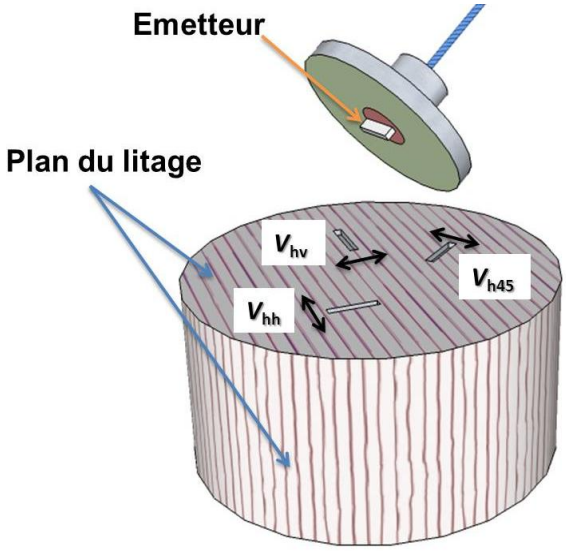


Figure 2-31 : Trois mesures de vitesse d'onde de cisaillement V_s dans trois directions différentes sur un échantillon de l'argile de Boom.

D'abord, les échantillons sont taillés pour avoir deux plans horizontaux perpendiculaires au plan du litage (Figure 2-31). La hauteur de l'éprouvette varie entre 50 mm et 80 mm. Ensuite, trois paires de petites fentes sont créées sur deux surfaces de chaque éprouvette cylindrique pour que les éléments piézoélectriques puissent émettre et recevoir l'onde de cisaillement dans trois directions différentes (V_{hv}, V_{h45}, V_{hh}). Les dimensions de ces fentes sont à peu près celle de la lame (émetteur et récepteur) des éléments piézoélectriques afin d'assurer le bon contact entre la lame et le sol étudié. Les deux lames d'éléments piézoélectriques doivent être rectilignes afin d'obtenir la mesure la plus précise possible. Avec une transmission de haut en bas, une vitesse d'onde de cisaillement V_S est mesurée (la durée de mesure est de 1 ms) et enregistrée dans un ordinateur. En se basant sur la méthode d'interprétation pic-à-pic, le temps de transmission d'onde est déterminé. La vitesse V_s est ensuite calculée.

2.6.5. Programme d'essai

Le programme d'essais et les caractéristiques initiales des échantillons sont montrés dans le Tableau 2-7.

Tableau 2-7 : Programme des mesures du module de cisaillement à petites déformations sur l'argile de Boom.

Essai	Distance r (m)	w (%)	ρ (Mg/m^3)	e (-)	S_r (%)	s (MPa)
BE1	2.5	20.7	1.97	0.65	88	5.9
BE2	2.7	21.3	1.97	0.64	90	5.1
BE3	3.4	21.1	1.96	0.64	86	5.5
BE4	3.8	20.0	1.95	0.63	81	6.3
BE5	6.0	20.6	1.96	0.64	86	5.6
BE6	9.2	20.3	1.95	0.64	85	5.1
BE7	16.0	22.3	1.95	0.67	87	5.0
BE8	20.8	20.9	1.98	0.62	85	5.0
BE9	20.4	22.3	1.94	0.69	91	3.0

2.7. Essai de gonflement

2.7.1. Objectif

L'objectif de cet essai est d'observer l'influence de l'anisotropie inhérente à la pression de gonflement de l'argile de Boom naturelle. La relation entre la pression de gonflement et l'indice des vides initial, ou l'état de contrainte initial est analysée. Trois types d'échantillons oedométriques (D = 50 mm, H = 20 mm) : perpendiculaire, parallèle et incliné 45° par rapport au plan du litage sont préparés.

2.7.2. Principes et matériels

Il existe plusieurs méthodes expérimentales pour déterminer la pression de gonflement telles que : chargement – humidification, gonflement empêché, non-gonflement, pré-gonflement (Abdullah et Mhaidib, 1998; Attom et al., 2001; Basma et al., 1995; Nagaraj et al., 2009; Tang et al., 2011; Wang et al., 2012). Dans cette étude, l'essai de gonflement est basé sur la méthode « non gonflement » : les poids (c'est-à-dire les contraintes verticales) sont ajoutés lorsque l'éprouvette est saturée pour que

la déformation axiale reste constante. La dernière valeur de contrainte verticale qui maintient cette déformation stable est la pression de gonflement.

Les essais oedométriques en haute pression et en basse pression sont effectués afin de consolider l'éprouvette jusqu'à l'état de contrainte voulu (contrainte verticale voulue) Les bâtis oedométriques haute pression et basse pression sont montrés sur la Figure 2-32 et la Figure 2-33 respectivement.

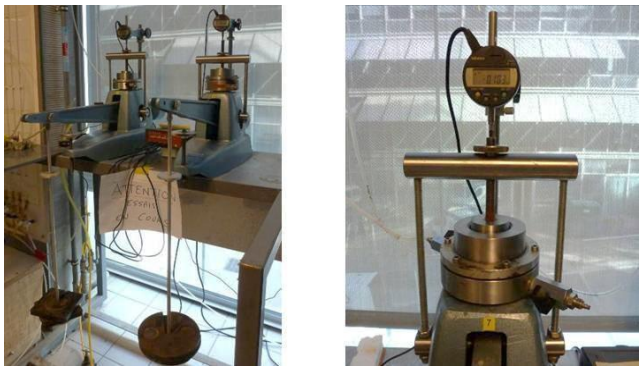


Figure 2-32 : Bâtis et cellules oedométriques classiques basse pression ($\sigma_{v\,max}$ = 3,2 MPa).

Figure 2-33 : Bâtis et cellules oedométriques classiques haute pression ($\sigma_{v\,max}$ = 32 MPa).

2.7.3. Procédure d'essai

L'essai de gonflement est effectué suivant la norme D 4546-03 (ASTM, 2003). Deux états de contrainte différents sont choisis, correspondent aux deux types de bâti oedométrique :

- Basse pression :
  - l'éprouvette est consolidée jusqu'à 100 kPa ;
  - après 24 h (temps de stabilisation), elle est saturée par la solution synthétique ;

- dès que l'éprouvette est mise en contact avec de l'eau, elle gonfle. Ce gonflement est empêché en ajoutant progressivement des poids pour que le gonflement vertical ne dépasse pas 10 μm (≅ 0,1%). Cette opération est terminée quand l'éprouvette ne gonfle plus ;
- la contrainte verticale correspondant à cet état est définie comme la pression de gonflement. Après avoir terminé cette mesure, l'essai de gonflement est continué avec des paliers de chargement et déchargement comme un essai oedométrique normal. Pour un essai oedométrique basse pression, la contrainte verticale effective est augmentée jusqu'à 3,2 MPa et puis diminuée jusqu'à 0,1 MPa.

- Haute pression :
  - l'éprouvette est consolidée jusqu'à 2400 kPa (contrainte verticale effective in-situ de l'argile de Boom à Mol) puis saturée ;
  - une fois que la pression de gonflement est déterminée, le palier de chargement est appliqué comme dans un essai oedométrique haute pression (contrainte verticale effective augmentée jusqu'à 32 MPa).

2.7.4. Programme d'essai

La liste des essais de gonflement selon la méthode « non gonflement » est présentée dans le Tableau 2-8. L'angle θ est déjà défini dans le paragraphe 2.2.2. Notons que la plupart des échantillons sont préparés à partir des anciennes carottes au CERMES. Ces carottes étaient prélevées près de la galerie.

Tableau 2-8 : Programme des essais de gonflement sur l'argile de Boom.

Essai	Nom de carotte	θ (°)	$\sigma'_{v\,max}$ (MPa)	ρ_d (Mg/m³)	w (%)	e_0 (-)	S_r (%)
Gonf1	R66-67W 1.0 (2012)	90	3.2	1.63	22.9	0.64	96
Gonf2	P33Id Kern 1a (2006) (0 - 1.8)	45	32	1.68	20.9	0.59	95
Gonf3	P33Id Kern 1a (2006) (0 - 1.8)	0	3.2	1.67	21.8	0.60	97
Gonf4	P33Id Kern 1a (2006) (0 - 1.8)	45	3.2	1.64	22.7	0.63	96
Gonf5	P33Id Kern 1a (2006) (0 - 1.8)	45	3.2	1.63	21.6	0.64	91
Gonf6	P33Id Kern 1a (2006) (0 - 1.8)	0	3.2	1.65	21.3	0.62	94
Gonf7	P33Id Kern 1a (2006) (0 - 1.8)	0	32	1.63	21.6	0.64	94

2.8. Essais oedométriques

2.8.1. Objectif

L'objectif de cet essai est d'étudier l'anisotropie de la compressibilité ainsi que le comportement en condition K_0 (sans déformation latérale) de l'argile de Boom naturelle. Trois types d'échantillons oedométriques (D = 50 mm, H = 20 mm) : perpendiculaire, parallèle, incliné 45° par rapport au plan du litage sont utilisés.

2.8.2. Principe et matériels

2.8.2.1. Essai oedométrique classique

Le terme d'essai oedométrique « classique » dans cette étude signifie un essai oedométrique sur un bâti (haute ou basse pression) avec une cellule oedométrique sans mesure de la pression latérale. L'anisotropie de la compressibilité de l'argile de Boom naturelle en condition oedométrique est analysée via les essais oedométriques haute pression sur trois types d'échantillon décrits ci-dessus (paragraphe 2.8.1). L'éprouvette est chargée ou déchargée suivant un chemin de contrainte voulu (la contrainte verticale effective maximale σ'_v est de 32 MPa). Les données (déplacement vertical Δh, temps Δt) sont systématiquement enregistrées par l'ordinateur. Notons que le comportement observé est toujours à l'état saturé grâce à un petit réservoir d'eau synthétique qui est connecté à la cellule oedométrique pendant l'essai. Chaque palier de chargement ou de déchargement est maintenu pendant au moins 24 h. Le passage d'un palier à l'autre est fait quand la déformation relative ($\Delta h/H_0$) est inférieure à $5\text{x}10^{-4}$ pour une durée de 8 heures selon la norme française (AFNOR, 1997).

A partir de ces données, l'indice des vides (e), les paramètres de compressibilité C (indice de compression C_c et de re-compression ou de gonflement C_s) et le coefficient de consolidation (c_v) peuvent être déterminés par les équations suivantes :

$$e = e_0 - \varepsilon_a(1+e_0) \qquad (0.0)$$

$$C = \frac{\Delta e}{\Delta \log(\sigma'_v)} \qquad (0.0)$$

$$c_v = 0.197 \frac{H^2}{t_{50}} \quad (0.0)$$

On a aussi la relation suivante :

$$c_v = \frac{k}{\gamma_w m_v} = \frac{kE_{oed}}{\gamma_w} \quad (0.0)$$

où e_0 : indice des vides initial; H : longueur de drainage qui est égale à $H_0/2$, t_{50} : temps pour 50% de consolidation ; γ_w : densité de l'eau (γ_w = 9,81 kN/m³), m_v : compressibilité oedométrique.

A partir des équations (0.0) et (0.0), la conductivité hydraulique est calculée par la méthode de Casagrande via l'équation (0.0) :

$$k = \frac{0.197 H^2 \gamma_w}{t_{50} E_{oed}} \quad (0.0)$$

Donc, en faisant l'essai oedométrique haute pression sur trois types d'éprouvette, la conductivité hydraulique parallèle, perpendiculaire et orientée 45° par rapport au litage ($k_{//}$, $k_{\perp}$, k_{45}) peut être déterminée. Le degré de l'anisotropie de conductivité hydraulique est défini par le rapport entre la valeur parallèle et celle perpendiculaire au litage :

$$\eta = \frac{k_{//}}{k_{\perp}} \quad (0.0)$$

2.8.2.2. Essai oedométrique avec la cellule modifiée

Pour mieux comprendre le comportement en condition K_0 (sans déformation latérale), une mesure de pression latérale est indispensable.

Dans cette étude, la cellule oedométrique a été modifiée en installant un capteur de pression latérale. Trois mini-capteurs ont été choisis pour mesurer la pression latérale : EPB-C1 35 MPa fabriqué par MEAS, PGM-30KD 30 MPa et PGM-30KD 50 MPa fabriqués par KYOWA (Figure 2-34). Le capteur PGM-30KD 30 MPa et PGM-30KD 50 MPa ont les mêmes dimensions, seule la capacité maximale de pression mesurée est différente. La taille du capteur de la série de MEAS est plus petite que celle de KYOWA (Figure 2-34). Deux cellules modifiées correspondant à deux séries de capteur sont montrées sur la Figure 2-35 et la Figure 2-36 respectivement.

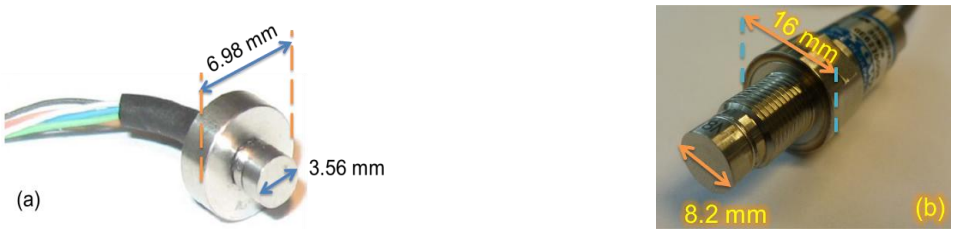


Figure 2-34 : Deux séries du mini-capteur de pression latérale utilisées : (a) EFB de MEAS ; (b) PGM -50KD de KYOWA.

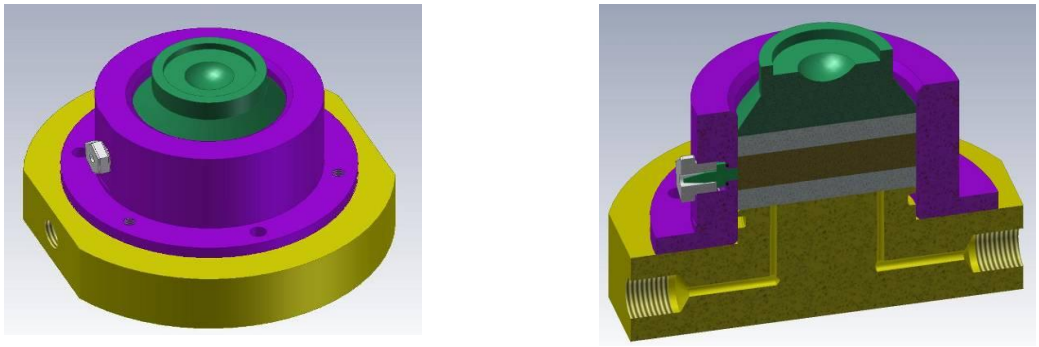


Figure 2-35 : Cellule oedométrique modifiée avec le capteur EPB-C1 (MEAS).

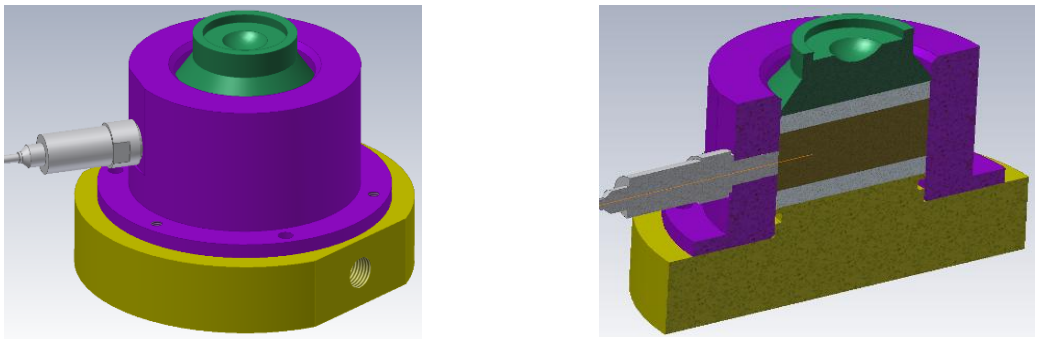


Figure 2-36 : Cellule oedométrique modifiée avec le capteur PGM-30KD (KYOWA).

Comme le diamètre de la surface de ces capteurs (en acier inoxydable) est petit (3,6 mm pour le capteur EPB de MEAS, et 8,2 mm pour le capteur PGM-30KD et PGM-50KD de KYOWA), on peut négliger la déformabilité de cette surface au cours de l'essai oedométrique, donc la condition de déformation latérale nulle est satisfaite.

Afin d'étudier l'anisotropie de l'argile de Boom, l'orientation de la surface du capteur latéral par rapport au plan du litage devrait être prise en compte lors de l'installation du capteur dans la cellule oedométrique modifiée, notamment dans le cas d'éprouvette parallèle au litage. A propos de cette remarque, deux façons d'installation du capteur latérale de l'éprouvette parallèle au litage sont mises en place (Figure 2-37) :

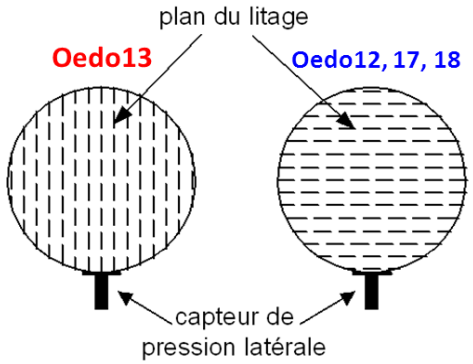


Figure 2-37 : L'orientation du capteur de pression latérale par rapport au plan du litage de l'éprouvette parallèle au litage dans la cellule oedométrique modifiée.

Avant d'utiliser ces capteurs de pression, ils sont étalonnés en utilisant un CPV (Contrôleur Pression Volume). La pression d'eau est augmentée par le CPV et le voltage correspondant (en mV) du capteur est enregistré. Ensuite, la pression est tracée en fonction du rapport du voltage de réponse/voltage d'alimentation. Un exemple des courbes d'étalonnage du capteur PGM-30KD (KYOWA) est montré sur la Figure 2-38. On voit que le point « zéro » du capteur change selon la courbe de référence du fournisseur. Mais la pente des courbes expérimentales (paliers de chargement et déchargement) et de celle du fournisseur est la même. En se basant sur ces données expérimentales, une formule empirique (courbe de tendance linéaire montrée sur la Figure 2-38) est établie pour chaque capteur afin de calculer la pression latérale au cours de l'essai oedométrique. Notons que, avant chaque essai, il faut toujours vérifier si le point « zéro » du capteur est décalé en laissant le capteur dans l'air pendant un certain temps (au moins 24 h). Si c'est le cas, il est nécessaire d'établir une nouvelle équation avec la même pente en tenant compte du nouveau point « zéro ».

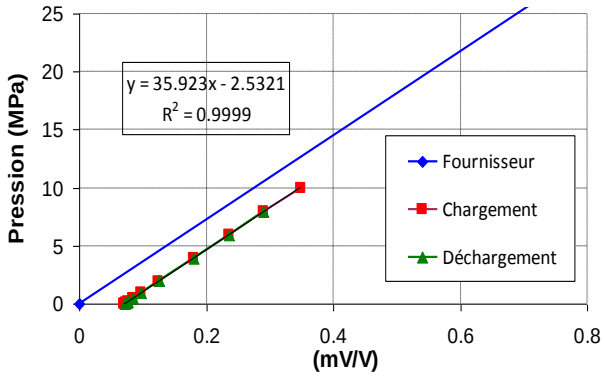


Figure 2-38 : Courbe d'étalonnage du capteur MDP-30 KD (KYOWA).

Ces cellules modifiées peuvent être montées sur un bâti classique (contrainte verticale contrôlée) ou sur une presse (déformation verticale contrôlée - essai sous presse). La presse utilisée dans cette étude est une presse de 50 kN (Figure 2-39). Un système de sécurité pour la presse a été

programmé pour que la force verticale ne dépasse pas la valeur de référence voulue (45 kN). C'est la raison pour laquelle dans les essais oedométriques sous presse, la contrainte effective verticale maximale est autour de 20 MPa. Une vitesse de déplacement vertical égale à la vitesse de déplacement utilisée dans l'essai triaxial (0,001 mm/min) est choisie. Grâce à ce choix, le comportement hydromécanique en condition K_0 dans la cellule oedométrique et dans la cellule triaxiale peut être comparé.

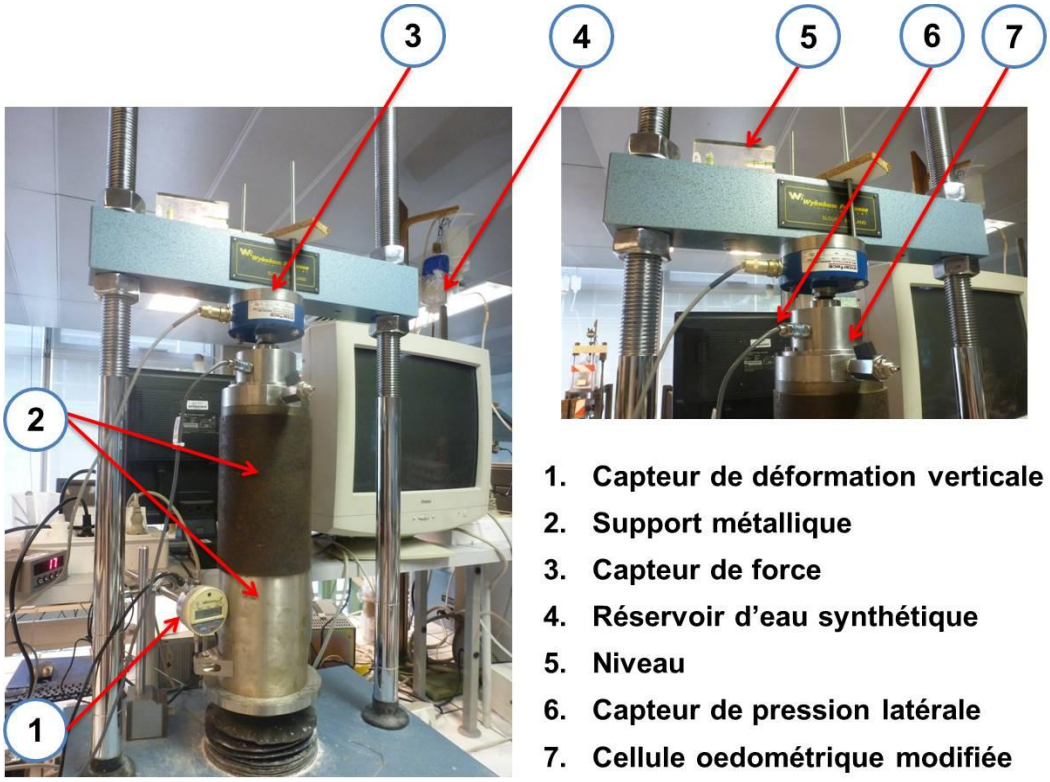


Figure 2-39 : Essai oedométrique sous presse avec la cellule modifiée.

Un des points intéressants de la cellule modifiée est d'observer l'évolution du rapport entre la contrainte verticale et celle horizontale au cours d'un essai oedométrique (chargement par palier grâce au bâti oedométrique ou chargement continu grâce à la presse). Ce rapport est défini par l'équation suivante :

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \qquad (0.0)$$

2.8.3. Procédure d'essai

La norme « AFNOR, XP P94-090-1, Sols : reconnaissance et essais – Essais œdométriques – Partie 1 : essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers » est suivie en faisant l'essai oedométrique sur l'argile de Boom naturelle.

2.8.3.1. Essai oedométrique sous chargement par palier

Un essai oedométrique haute pression sous chargement par palier est composé de trois phases principales : (i) après avoir été taillée, l'éprouvette est chargée jusqu'à la contrainte verticale effective in-situ (2,4 MPa) ; (ii) l'éprouvette est saturée par la solution synthétique. Suite à cette saturation, l'échantillon gonfle (le taux de gonflement dépend du type d'éprouvette considérée); (iii) la troisième phase commence lorsque le gonflement est stabilisé. Dans cette phase, les paliers suivants de chargement et déchargement sont appliqués :

- 1er cycle : déchargement (2,4 MPa → 2,2 MPa → 2,0 MPa → 1,6 MPa → 1,0 MPa → 0,5 MPa → 0,25 MPa → 0,125) ;
- 2eme cycle: chargement (0,125 MPa → 0,25 MPa → 0,33 MPa → 0,35 MPa → 0,5 MPa → 1,0 MPa → 2,4 MPa → 4,0 MPa → 8,0 MPa → 16 MPa) ;
- 3eme cycle : déchargement (16 MPa → 14 MPa → 12 MPa → 10 MPa → 8,0 MPa → 4,0 MPa → 2,0 MPa → 1,0 MPa → 0,5 MPa → 0,25 MPa → 0,125 MPa) ;
- 4eme cycle: rechargement (0,125 MPa → 0,25 MPa → 0,33 MPa → 0,35 MPa → 0,5 MPa → 1,0 MPa → 2,4 MPa → 4,0 MPa → 8,0 MPa → 16 MPa → 32 MPa) ;
- 5eme cycle : déchargement final (32 MPa → 28 MPa → 24 MPa → 20 MPa → 16 MPa → 14 MPa → 12 MPa → 10 MPa → 8,0 MPa → 4,0 MPa → 2,0 MPa → 1,0 MPa → 0,5 MPa → 0,25 MPa).

En fonction de but de chaque essai oedométrique, le chemin de contrainte ci-dessus peut être modifié.

2.8.3.2. Essai oedométrique sous chargement continu

Ce type d'essai oedométrique comporte les étapes suivantes :

- après avoir été taillée, l'éprouvette est installée dans la cellule modifiée (sans capteur de pression latérale) ;
- l'ensemble de la cellule avec l'éprouvette est monté sur la presse puis une force légère (environ 20 kg, correspondant à une contrainte verticale de 100 kPa) est appliquée sur l'éprouvette afin de fixer le système ;
- installer le capteur de pression latérale en vérifiant attentivement l'enfoncement du capteur à l'aide de la mesure du voltage du capteur de pression latérale ;
- démarrer la presse à une vitesse de 0,001 mm/min jusqu'à la contrainte verticale voulue ;
- laisser le temps de stabilisation d'environ 24 h (il y aura une diminution de contraintes verticale et latérale à cause de la relaxation de la presse) ;
- saturer l'éprouvette par la solution synthétique (la pression dans les deux sens va augmenter en raison du gonflement de l'argile de Boom) ;
- quand la pression totale de gonflement devient stable, charger à la même vitesse de 0,001 mm/min jusqu'à la force verticale près de 45 kN ;
- le chemin de déchargement pourrait être lancé (optionnel).

2.8.4. Programme d'essais

La liste des essais oedométrique effectués est montrée au Tableau 2-9. Dans ce tableau, il y a deux types de condition d'essai : (i) essai classique (cellule oedométrique sans mesure de contrainte latérale σ_h.), (ii) : essai avec mesure de contrainte latérale σ_h. Quant au type de chargement, il y a également deux types : (i) chargement par palier (grâce aux bâtis oedométriques classiques), (ii) : chargement continue (grâce à la presse) avec une vitesse de déplacement contrôlée de 0,001 mm/min.

Tableau 2-9 : Programme d'essais oedométrique sur l'argile de Boom.

Essai	Condition	Chargement	Nom de carotte	θ (°)	ρ_d Mg/m^3	w %	e_0 (-)	S_r (%)	s (MPa)
Oedo1	Classique	Palier	19C 49-75(2007) (20.1-21.4)	0	1.65	23.8	0.63	100	-
Oedo2	Classique	Palier	1b (2006) (4.77-5.97)	90	1.62	22.1	0.65	91	-
Oedo3	Classique	Palier	1b (2006) (4.77-5.97)	45	1.63	23.6	0.64	99	-
Oedo9	Classique	Palier	R66-67W 20.3 (2012)	0	1.66	21.7	0.61	97	4.9
Oedo4	Classique	Palier	P33Id Kern 1a (2006) (0 - 1.8)	45	1.59	21.5	0.68	84	-
Oedo5	Mesure σ_h	Palier	R66-67W 2.1 (2012)	0	1.59	21.5	0.68	84	-
Oedo14	Mesure σ_h	Palier	R66-67W 18.2 (2012)	90	1.62	21.0	0.65	87	4.9
Oedo15	Mesure σ_h	Palier	R66-67W 18.2 (2012)	0	1.69	18.9	0.58	87	7.5
Oedo10	Mesure σ_h	0.001mm/min	R66-67W 18.2 (2012)	0	1.61	23.1	0.67	92	3.4
Oedo11	Mesure σ_h	0.001mm/min	R66-67W 18.2 (2012)	0	1.61	22.6	0.66	91	3.3
Oedo12	Mesure σ_h	0.001mm/min	R66-67W 18.2 (2012)	90	1.62	22.2	0.65	92	4.4
Oedo13	Mesure σ_h	0.001mm/min	R66-67W 18.2 (2012)	90	1.61	21.6	0.66	88	4.1
Oedo17	Mesure σ_h	0.001mm/min	R66-67W 18.2 (2012)	90	1.62	19.2	0.57	89	6.3
Oedo18	Mesure σ_h	0.001mm/min	R66-67W 18.2 (2012)	90	1.69	18.0	0.58	84	9.6
Oedo19	Mesure σ_h	0.001mm/min	R66-67W 14.1 (2012)	0	1.64	21.2	0.63	90	-
Oedo20	Mesure σ_h	0.001mm/min	R66-67W 18.2 (2012)	0	1.69	17.8	0.58	82	-

2.9. Essai triaxial en condition K_0

2.9.1. Objectif

Afin de comparer le comportement hydromécanique de l'argile de Boom en condition K_0 dans la cellule triaxiale avec celui dans la cellule oedométrique (paragraphe 2.8.2.2), une série d'essais triaxiaux sur l'éprouvette perpendiculaire au plan du litage en empêchant la déformation latérale a été réalisée. L'évolution du rapport entre la contrainte verticale effective (σ_v') et la contrainte horizontale effective (σ_h') est également étudiée.

2.9.2. Principe et matériels

Lorsque l'éprouvette de l'argile de Boom (D = 38 mm, H = 76 mm) est bien saturée, elle est cisaillée à déformation contrôlée dans la cellule triaxiale sous presse (HP1) (Figure 2-40). Le programme d'asservissement est modifié pour contrôler la déformation radiale moyenne de l'échantillon (grâce aux capteurs de déformation locaux) à presque zéro afin d'assurer l'état K_0. La température de l'essai triaxial HP1 est toujours contrôlée à 25°C par le cordon chauffant entourant l'enceinte à l'extérieur de la cellule et piloté par un régulateur de température lié à un thermocouple installé à l'intérieur de l'enceinte. L'eau synthétique pour saturer l'éprouvette dans la cellule d'interface est aussi chauffée à 25°C. Plus de détails sur la conception de la cellule triaxiale sous presse HP1 peuvent être trouvés dans les thèses de Le (2008) et de Nguyen (2013).

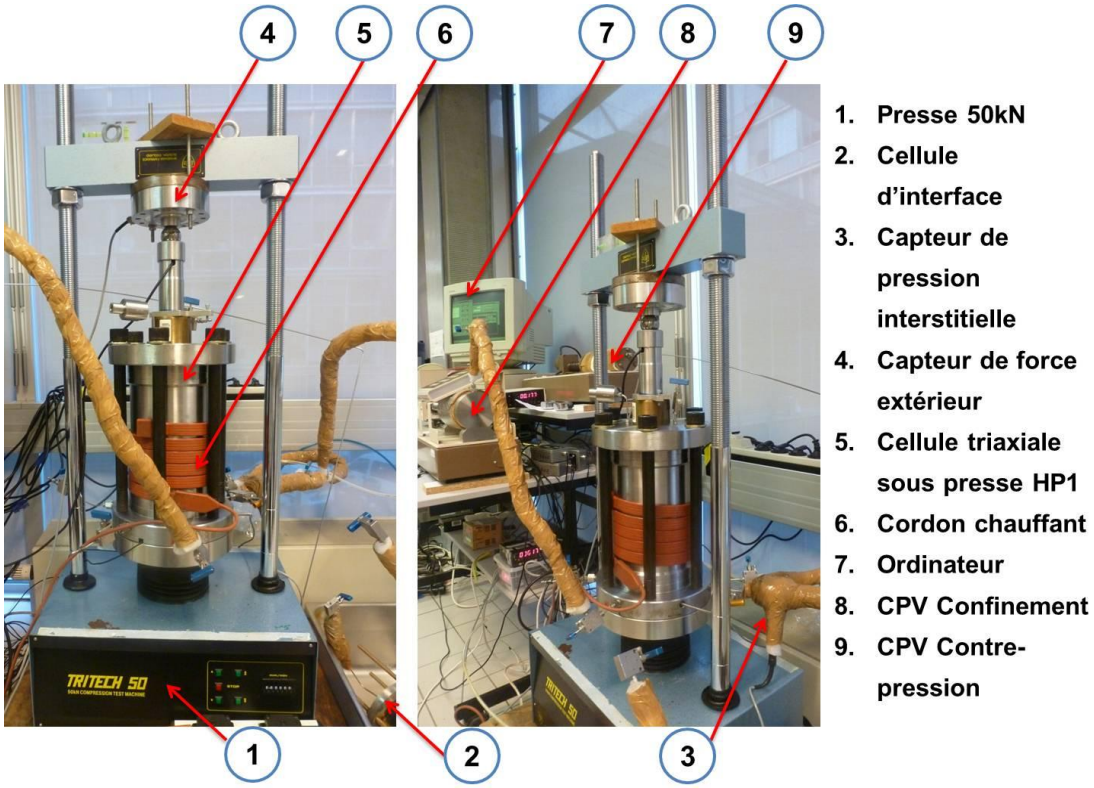


Figure 2-40 : Essai triaxial sous presse (HP1).

2.9.3. Procédure d'essai

L'essai triaxial avec empêchement de la déformation latérale est effectué sur la cellule triaxiale sous presse HP1 avec 4 capteurs radiaux (LVDT 0, LVDT 1, LVDT 2, LVDT 4) et 2 capteurs axiaux (LVDT 5, LVDT 6). Cette cellule est équipée de deux capteurs de force (intérieur et extérieur) et un capteur de déplacement vertical à l'extérieur.

La procédure de cet essai triaxial est comme celle d'un essai triaxial normal, sauf que le programme d'asservissement est modifié pour contrôler la déformation radiale. Cette procédure comporte trois phases principales : consolidation, re-saturation, et cisaillement.

- Dans la première phase, l'éprouvette, après être taillée et installée dans la cellule triaxiale sous presse, est consolidée de façon isotrope par palier jusqu'à la contrainte verticale effective σ'_v = 2,4 MPa (paliers de chargement : 0,2 MPa → 0,5 MPa → 1,0 MPa → 1,5 MPa → 2,0 MPa → 2,4 MPa).

- Lorsque la consolidation sous le dernier palier (2,4 MPa) est stable, la 2ème phase (re-saturation) commence. L'eau synthétique est injectée dans l'échantillon grâce à un système de CPV contre-pression et cellule d'interface mise dans un bain thermostaté (température contrôlée à 25°C) (Nguyen, 2013). A ce stade, la contre-pression et le confinement sont augmentés en même temps pour que la pression de confinement effective soit constante (2,4 MPa). Cette phase provoque en général un gonflement de l'éprouvette.

- Lorsque l'éprouvette ne gonfle plus, le cisaillement à une vitesse de cisaillement de 0,001 mm/min commence. A ce moment-là, le programme d'asservissement pour contrôler la déformation radiale moyenne (équation (0.0)) est démarré. La tolérance du déplacement radial ($\Delta\varepsilon$) est de ± 0,005 mm (pour l'essai K1HP1) et de ± 0,001 mm (pour trois essais K2 HP1, K3HP1, K4HP1) correspondant à des déformations radiales moyennes ε_r de 0,025% et 0,005%, respectivement. Quand la déformation de l'éprouvette dépasse cette tolérance, le confinement est automatiquement augmenté de 160 kPa ou de 32 kPa de plus ou de moins (voir les équations (0.0), (0.0), (0.0), (0.0)). L'essai triaxial s'arrête quand la déformation axiale atteint 10% - 15%.

$$\bar{\varepsilon}_r = \frac{\varepsilon_r^{(LVDT0)} + \varepsilon_r^{(LVDT1)} + \varepsilon_r^{(LVDT2)} + \varepsilon_r^{(LVDT4)}}{4} \qquad (0.0)$$

Pour la condition $\Delta\varepsilon$ = ± 0,005 mm :

$$\bar{\varepsilon}_r > \bar{\varepsilon}_{r0} + 0.025\% \rightarrow p_{confinement} = p_{conf\,0} + 160\,(kPa) \qquad (0.0)$$

$$\bar{\varepsilon}_r < \bar{\varepsilon}_{r0} - 0.025\% \rightarrow p_{confinement} = p_{conf\,0} - 160\,(kPa) \qquad (0.0)$$

Pour la condition $\Delta\varepsilon = \pm$ 0,001 mm:

$$\bar{\varepsilon}_r > \bar{\varepsilon}_{r0} + 0.005\% \rightarrow p_{confinement} = p_{conf\,0} + 32(kPa) \quad (0.0)$$

$$\bar{\varepsilon}_r < \bar{\varepsilon}_{r0} - 0.005\% \rightarrow p_{confinement} = p_{conf\,0} - 32(kPa) \quad (0.0)$$

2.9.4. Programme d'essais

Les essais triaxiaux en condition K_0 avec les propriétés initiales des éprouvettes sont présentés dans le Tableau 2-10.

Tableau 2-10 : Programme des essais triaxiaux en condition K_0.

Essai	Condition	Charge-ment	Nom de carotte	θ (°)	ρ_d Mg/m^3	w %	e_0 (-)	S_r (%)	s (MPa)
K1HP1 (*)	Triaxial; $\Delta\varepsilon_r$=0.005mm	0.001mm/ min	R66-67W 20.3 (2012)	0	1.59	23.1	0.68	91	2.7
K2HP1 (*)	Triaxial; $\Delta\varepsilon_r$=0.001mm	0.001mm/ min	R66-67W 20.3 (2012)	0	1.59	23.0	0.68	90	3.6
K3HP1	Triaxial; $\Delta\varepsilon_r$=0.001mm	0.001mm/ min	R66-67W 20.3 (2012)	0	1.59	23.0	0.68	91	2.8
K4HP1	Triaxial; $\Delta\varepsilon_r$=0.001mm	0.001mm/ min	R66-67W 20.3 (2012)	0	1.61	22.6	0.66	90	3.6

(*) éprouvette triaxiale sans drainage latéral (c'est-à-dire sans papier filtre autour de l'éprouvette)

2.10. Essai triaxial

2.10.1. Objectifs

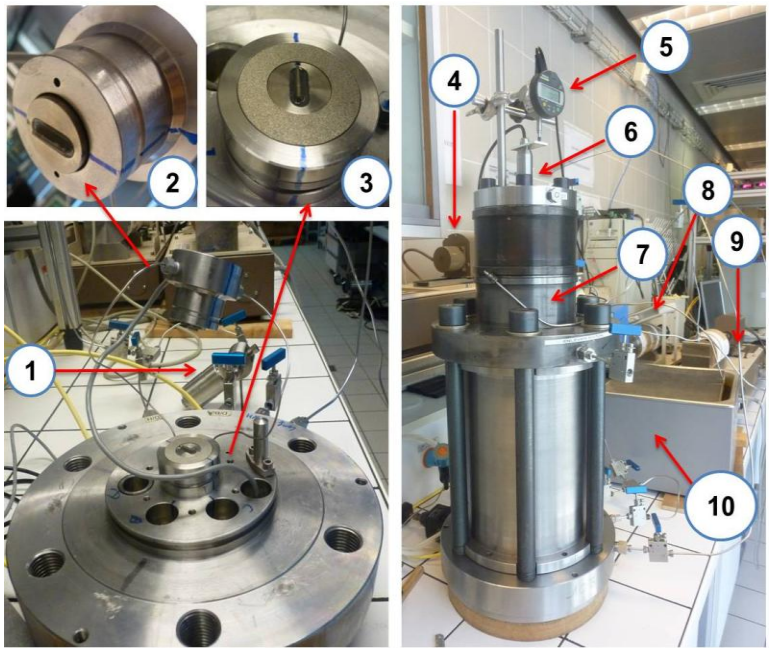
L'anisotropie du comportement déviatorique de l'argile de Boom naturelle est étudiée par des essais triaxiaux sur trois types d'échantillons triaxiaux (perpendiculaire, parallèle et incliné 45° au plan du litage). Le module de cisaillement sous confinement est aussi étudié à l'aide des éléments piézoélectriques installés dans l'embase supérieure et inférieure de la cellule triaxiale auto-compensée HP3. Grâce à ce système, les cinq paramètres élastiques d'un modèle anisotrope développé pour l'argile de Boom sont déterminés. Les influences des chemins de contrainte et la direction de l'échantillonnage sont analysées.

2.10.2. Principe et matériels

Deux cellules triaxiales sont utilisées : cellule sous presse HP1 et cellule auto-compensée HP3. La cellule sous presse HP1 a été présentée dans le paragraphe précédent. Pour étudier le comportement déviatorique avec cette cellule triaxiale HP1, il suffit simplement de désactiver la fonction du contrôle de la déformation latérale dans le programme d'asservissement.

La cellule auto-compensée HP3 comporte trois parties : chapeau auto-compensé, cellule de confinement et l'embase. Dans la cellule auto-compensée, la pression de confinement est transmise dans la chambre auto-compensée dont la section agissant sur le piston est égale à la section du piston. Grâce à ce système, toute la force axiale engendrée par la pression appliquée dans la chambre déviatorique est transmise à l'éprouvette (en supposant qu'il n'y ait pas de frottement latéral significatif entre le piston et le chapeau auto-compensé). La phase de cisaillement pourrait être réalisée en contrôlant soit la déformation, soit la contrainte. Dans cette étude, le cisaillement dans la cellule auto-compensée est contrôlé par un CPV pour que la vitesse de déplacement vertical soit de 0,001 mm/min.

L'embase de la cellule auto-compensée HP3 est modifiée pour installer les éléments piézoélectriques (Figure 2-41). Trois jeux d'éléments piézoélectriques sont installés : S4P4, S3P3, et SAPA. Les autres caractéristiques de la cellule auto-compensée sont présentées dans les travaux de thèses de Le (2008) et de Nguyen (2013).



1. Capteur de pression interstitielle
2. Embase supérieure et émetteur de V_S
3. Embase inférieure et récepteur de V_S
4. CPV Contre-pression
5. Capteur de déplacement extérieur
6. Capteur de force
7. Chambre auto-compensée
8. CPV Confinement
9. CPV Déviateur
10. Bain thermostaté

Figure 2-41 : Cellule triaxiale auto-compensée (HP3).

2.10.3. Procédure d'essai

Les normes françaises pour l'essai triaxial NF P 94-070 (AFNOR, 1994a) et NF P 94-074 (AFNOR, 1994b) sont utilisées. Un essai triaxial normal comporte 3 phases : consolidation, re-saturation et cisaillement. Pour l'essai triaxial auto-compensé, la préparation de l'éprouvette avant l'essai est plus compliquée en raison de la mise en place des éléments piézoélectriques. Il faut préparer deux fentes (qui vont accueillir les éléments piézoélectriques) suffisamment profondes pour que les deux lames ne soient pas abimées pendant les phases de consolidation et de cisaillement. Mais il ne faut pas creuser trop profond dans le sol, sinon le milieu testé deviendra non homogène. Un petit calcul tenant en compte le tassement du sol pendant les phases de consolidation et de cisaillement est fait pour déterminer les dimensions appropriées de ces deux fentes.

2.10.4. Programme d'essai

Les essais triaxiaux à contrainte de confinement constante avec les propriétés initiales des éprouvettes sont présentés dans le Tableau 2-11.

Tableau 2-11 : Programme des essais triaxiaux.

Essai	Nom de carotte	r (m)	θ (°)	ρ_d (Mg/m^3)	w (%)	e_0 (-)	S_r (%)	s (MPa)	Mesures BE (*)
T1HP1	R66-67W 20.3 (2012)	22.0	0	1.61	22.7	0.66	92	-	-
T2HP1	R66-67W 20.3 (2012)	22.0	90	1.61	22.5	0.65	92	-	-
T3HP3 ([a])	R66-67W 18.2 (2012)	19.9	90	1.59	23.6	0.68	92	2.8	$V_{s(hv)}$;$V_{p(h)}$
T4HP1	R66-67W 18.2 (2012)	19.9	45	1.64	19.9	0.63	85	4.8	-
T5HP3 ([b])	R66-67W 19.1 (2012)	20.5	90	1.65	22.5	0.62	97	3.3	$V_{s(hv)}$;$V_{p(h)}$
T6HP3 ([b])	R66-67W 4.2 (2012)	5.9	90	1.66	21.9	0.61	96	3.6	$V_{s(hh)}$;$V_{p(h)}$
T7HP3 ([c])	R66-67W 4.2 (2012)	5.9	90	1.66	21.8	0.61	96	4.0	$V_{s(hv)}$;$V_{p(h)}$
T8HP3 ([c])	R66-67W 13 (2012)	13.1	0	1.62	22.9	0.64	95	3.2	$V_{s(vh)}$;$V_{p(v)}$
T9HP3 ([c])	R66-67W 13 (2012)	13.1	45	1.61	22.8	0.66	94	-	$V_{s(45h)}$;$V_{p(45)}$

([a]) : jeu d'éléments piézoélectriques S4P4 utilisé pour mesurer la vitesse d'ondes V_s et V_p.

([b]) : jeu d'éléments piézoélectriques S3P3 utilisé pour mesurer la vitesse d'ondes V_s et V_p.

([c]) : jeu d'éléments piézoélectriques SAPA utilisé pour mesurer la vitesse d'ondes V_s et V_p.

(*) : Mesures de la vitesse d'ondes V_s et V_p par des éléments piézoélectriques (BE). Pour l'onde de cisaillement dans plusieurs directions $V_{s(ij)}$, sa signification d'onde de cisaillement a été expliquée au chapitre 1. Pour l'onde de compression :

- $V_{p(h)}$: la vitesse d'onde propagée dans la direction parallèle au litage ;
- $V_{p(v)}$: la vitesse d'onde propagée dans la direction perpendiculaire au litage ;
- $V_{p(45)}$: la vitesse d'onde propagée dans la direction 45° au litage.

2.11.Conclusions

Les techniques expérimentales pour étudier le comportement anisotrope de l'argile de Boom ont été développées.

Les caractérisations initiales et la préparation d'échantillon sont d'abord présentées. Le plan du litage de l'argile de Boom est relativement facile à identifier à l'œil nu. Suivant la stratification naturelle, trois types d'échantillons sont préparés pour étudier le comportement anisotrope. Plusieurs échantillons avec différentes distances par rapport à l'axe de la galerie sont aussi préparés afin d'observer l'influence de la zone endommagée autour de la galerie sur les propriétés thermo-hydro-mécaniques de l'argile de Boom.

La condition de drainage pendant l'essai triaxial était également vérifiée. Elle est améliorée en enroulant un papier filtre autour de l'éprouvette. Deux simulations par un code d'éléments finis (code Bil) ont été réalisées en considérant le modèle MCC et deux conditions de drainage différentes : drainage axial, drainage axial et latéral. L'effet du drainage latéral (papier filtre autour de l'éprouvette) sur le comportement hydromécanique de l'argile de Boom a été mis en évidence via ces simulations.

Les observations au niveau de la microstructure par la porosimétrie au mercure et par le MEB sont réalisées. Ces résultats sont utilisés pour expliquer les phénomènes observés dans les mesures de la conductivité thermique et du module de cisaillement.

Les développements d'appareillage ont été réalisés ; ceci concerne principalement la cellule oedométrique modifiée et la cellule triaxiale auto-compensée modifiée. En combinant avec le développement du programme d'asservissement pour l'essai triaxial HP1 en condition K_0, le comportement hydromécanique en condition de déformation latérale nulle est étudié, aussi bien dans la cellule triaxiale que dans la cellule oedométrique. De plus, grâce aux capteurs piézoélectriques installés dans les embases modifiées de la cellule triaxiale auto-compensée HP3, une étude sur les cinq paramètres élastiques d'un modèle anisotrope peut être menée.

Chapitre 3

Caractérisation de l'EDZ par essais au laboratoire

3.1. Introduction

Dans le contexte du stockage des déchets nucléaires, la zone endommagée ou perturbée autour de la galerie excavée (EDZ) représente un sujet important, car elle peut influencer directement la sûreté du système de stockage par sa plus grande perméabilité, ses faibles performances mécanique et thermique. Il existe plusieurs définitions pour cette zone (Lanyon, 2011). Une des définitions la plus utilisée est la zone où les propriétés de transfert et de fluide sont influencées par les modifications géomécanique et géochimique induites par l'excavation de galerie (Bastiaens et al., 2007; Lanyon, 2011; Tsang et Bernier, 2004; Tsang et al., 2005). Ces modifications peuvent induire une augmentation de la conductivité hydraulique.

L'EDZ a fait l'objet d'une vaste étude pour plusieurs formations d'hôte telles que: l'argile de Boom (Mertens et al., 2004), l'argilite de COx (Armand et al., 2007), l'argile d'Opalinus (Popp et al., 2008). Le choix de la méthode pour caractériser l'EDZ dépend des propriétés de la formation hôte, de la durée du projet et du budget disponible. Si le but de l'étude est de caractériser les fractures ou l'endommagement induit par l'excavation, le forage des carottes et la diagraphie sont souvent adoptés. L'extension de l'EDZ pourrait être identifiée par le changement des propriétés géophysique et hydromécanique du sol autour de la galerie. En effet, Matray et al. (2007) ont examiné l'extension de l'EDZ dans la formation d'argilite de Tournemire en examinant le changement du degré de saturation. Autio et al. (1998) ont aussi détecté l'EDZ dans la formation de roche d'Aspö en Suède via le changement de la porosité de la roche.

Pendant l'excavation de la galerie de liaison (diamètre 4,8 m) au laboratoire souterrain HADES à Mol, les fractures sont observées (Bastiaens et al., 2003; Mertens et al., 2004). L'extension de la zone EDZ dans la direction horizontale est apparue plus grande que celle verticale. Grâce aux deux carottes forées juste après la construction de la galerie dans deux directions verticale et horizontale, les fractures étaient analysées. Les fractures liées à l'excavation se trouvaient à environ 1 m dans la carotte horizontale et à 0,6 m dans la carotte verticale (Bernier et al., 2006). Charlier et al. (2010) ont analysé l'extension de la zone plastique autour de la galerie PRACLAY (2,5 m de diamètre) à la fin de la phase d'excavation par des simulations en 2D axisymétrique et en 3D. Leurs résultats de simulation montrent également une anisotropie de l'endommagement comme celle observée in-situ. En fonction des valeurs adoptées pour les paramètres de la loi de comportement adoptée, la zone plastique se développe jusqu'à 3 m dans la direction verticale et jusqu'à 10 m dans la direction horizontale.

Mertens et al. (2004) ont analysé des mesures in-situ de la vitesse d'onde sismique (onde de compression V_p) grâce à deux forages horizontaux et parallèles 2000-4 et 2000-5 dans la chambre de montage (« Mounting chamber » en anglais) de la galerie de liaison (laboratoire HADES) pour identifier l'extension de l'EDZ. La distance entre ces deux forages est de 3,6 m. La vitesse V_p est mesurée en utilisant une sonde sonique miniature. Une diminution importante de la vitesse V_p a été identifiée dans la zone proche de la galerie, d'environ 2 m de l'extérieur du mur de galerie (2,8 m dans le forage 2000-4 et 1 m dans le forage 2000-5), indiquant un endommagement dans cette zone.

Une autre étude sur la conductivité hydraulique a permis de mettre en évidence l'EDZ autour de la galerie de liaison. Les résultats de conductivité hydraulique de l'argile de Boom obtenus depuis plus de 30 ans sont présentés dans le rapport de Yu et al. (2011a). Une variation de conductivité hydraulique avec la distance de l'extérieur du mur de galerie de liaison a été observée. La conductivité hydraulique in-situ est mesurée grâce à deux piézomètres installés dans deux directions différentes : R55D (verticale) et R55E (horizontale). La conductivité hydraulique k obtenue à partir du piézomètre vertical est principalement la contribution de celle dans la direction parallèle au plan du litage ($k_{//}$). Quant à celle obtenue à partir du piézomètre horizontal (k_g), elle représente la valeur moyenne car il y a les deux contributions de $k_{//}$ et de $k_\perp$ (conductivité hydraulique perpendiculaire au plan du litage). La relation entre $k_{//}$, $k_\perp$ et k_g est établie dans l'équation suivante (Roy, 1991):

$$k_g = \sqrt{k_\perp . k_{//}} \qquad (0.0)$$

A partir de l'équation (0.0), la conductivité hydraulique $k_{\perp}$ pourrait être déterminée à partir des mesures des piézomètres installés dans les directions verticale et horizontale. Les résultats ont montré que la conductivité hydraulique est influencée de façon importante dans la zone avec une distance inférieure à 6 m de l'extérieur du mur de galerie. Cette extension de la zone endommagée est plus grande que celle observée en termes de vitesse V_P (seulement environ 2 m de l'extérieur du mur de la galerie).

Plusieurs études montrent que l'effet de l'EDZ dans l'argile de Boom pourrait être très réduit en raison de la capacité d'auto-colmatage de cette argile plastique. Grâce à cet avantage, la propriété hydraulique de l'argile de Boom dans la zone endommagée pourrait revenir au niveau initial avant l'excavation (Bastiaens et al., 2007; Mertens et al., 2002). Cet aspect sera étudié dans ce chapitre en mesurant les propriétés de l'argile de Boom prélevée dans la zone où l'excavation a eu lieu il y a 10 ans. Notons que la galerie de liaison était excavée en 2002. L'extension de la zone endommagée est déterminée à travers des variations du module de cisaillement à très petites déformations (G_0) et de la conductivité thermique (λ).

Plusieurs échantillons à différentes distances par rapport à l'axe de galerie (r) sont préparés à partir d'une carotte horizontale R66-67W. Il s'agit d'une longue carotte (d'environ 20 m de longueur) de 100 mm de diamètre, forée au mois de juillet 2012. Elle est découpée en plusieurs tronçons afin de faciliter le transport et le stockage. Les détails de ces morceaux de carotte sont présentés dans le chapitre 2 (paragraphe 2.2.1). Les propriétés initiales (teneur en eau, densité, degré de saturation, indice des vides) des échantillons utilisés dans trois séries d'essais (mesure de la conductivité thermique, mesure du module de cisaillement à très petites déformations en utilisant les éléments piézoélectriques, observations microstructurales) sont présentées dans les Tableaux 2-5, 2-7, 2-4 respectivement. On constate que ces propriétés (sauf la distance r) des échantillons pour chaque série d'essais sont assez proches. Notons que les mesures de conductivité thermique sont effectuées avant les mesures de la vitesse d'onde de cisaillement. Lorsque les mesures de conductivité thermique sont terminées, les échantillons sont conservés pendant environ 7 mois, puis réutilisés pour servir aux mesures du module de cisaillement. A cause des conditions de stockage après avoir terminé les mesures de la conductivité thermique (les éprouvettes sont emballées par du scotch, mais sans paraffine autour d'elles), la teneur en eau dans ces éprouvettes a légèrement diminué. Cela explique l'augmentation de la succion (d'environ 5 MPa) par rapport à la valeur obtenue au moment des mesures de conductivité thermique (d'environ 3 MPa) (voir Tableau 2-7). Suite à ce séchage, les courbes de rétention d'eau (relation entre la succion et le degré de saturation ou la

teneur en eau) de l'argile de Boom ont été analysées. Les résultats sont comparables à ceux obtenus par Delage et al. (2007). Plus de détails sur cet aspect peuvent être trouvés dans Dao et al. (2014).

Comme l'argile de Boom est un matériau isotrope transversal, plusieurs directions par rapport au plan du litage sont considérées afin de mettre en évidence son comportement anisotrope. La conductivité thermique de l'argile de Boom naturelle est mesurée par la sonde thermique KD2 Pro. Plus de détails sur la théorie et les matériels utilisés pour mesurer la conductivité thermique dans trois directions différentes (λ_0, λ_{45}, λ_{90}) peuvent être trouvés dans le chapitre 1 (paragraphe 1.3.5) et le chapitre 2 (paragraphe 2.5). Avec deux mesures, λ_0 (conductivité thermique parallèle au litage) et λ_{90}, la conductivité thermique perpendiculaire au litage $\lambda_\perp$ est calculée par la formule (0.0). Le module de cisaillement à très petites déformations de l'argile de Boom naturelle est ensuite déterminé par les éléments piézoélectriques. Le principe expérimental de mesure du module de cisaillement dans trois directions différentes (G_{hv}, G_{h45}, G_{hh}) est présenté dans le chapitre 2 (paragraphe 0).

La microstructure des échantillons est aussi analysée, ce qui permet d'identifier des macropores induits par l'excavation. Les deux méthodes (Porosimétrie au mercure et MEB) utilisées pour étudier la microstructure de l'argile de Boom sont présentées dans le chapitre 2 (paragraphe 2.4).

Un paramètre lié à la présence des macropores sera ensuite défini. En utilisant ce paramètre, l'effet de l'excavation de la galerie pourrait être reproduit en termes de propriétés thermo-hydro-mécaniques (conductivité thermique - λ, module de cisaillement à très petites déformations - G_0, et conductivité hydraulique - k) de l'argile de Boom naturelle.

3.2. Résultats expérimentaux

3.2.1. Conductivité thermique

La conductivité thermique de l'argile de Boom naturelle à Mol dans trois directions différentes (λ_0, λ_{45}, λ_{90}) a été étudiée tout d'abord dans la première série sur les anciennes carottes (prélevées en 2007). Quatre éprouvettes ont été préparées pour quatre essais : TH2, TH3, TH4, TH5 (Tableau 2-5). La distance à partir de l'axe de la galerie pour ces éprouvettes (r) varie entre 8,5 m et 12,9 m. Les résultats de λ_0, λ_{45}, λ_{90} (valeurs moyennes et écart-types) en fonction de la distance r sont montrés sur la Figure 3-1. Notons qu'il y a deux éprouvettes à une même distance r = 8,5 m ; mais ils ne

viennent pas d'une même carotte. Sur la Figure 3-1, on observe que les mesures de λ_0 et λ_{90} présentent une large dispersion. Ces valeurs sont aussi plus faibles que celles obtenues par Chen et al. (2011) par l'analyse inverse : $\lambda_\perp$ = 1,31 W/(m.K) et $\lambda_{//}$ = 1,65 W/(m.K). Quant à λ_{45}, à part la valeur de 1,07 W/(m.K) à r = 8,5 m, la valeur reste constante (autour de 0,91 W/(m.K)). Cette dispersion des valeurs peuvent s'expliquer par le fait que ces éprouvettes n'ont pas été préparées à partir d'une même carotte. De plus, il s'agit des carottes anciennes. On note également que ces éprouvettes ont été prélevées loin de la galerie, il est donc difficile de montrer l'effet de l'excavation.

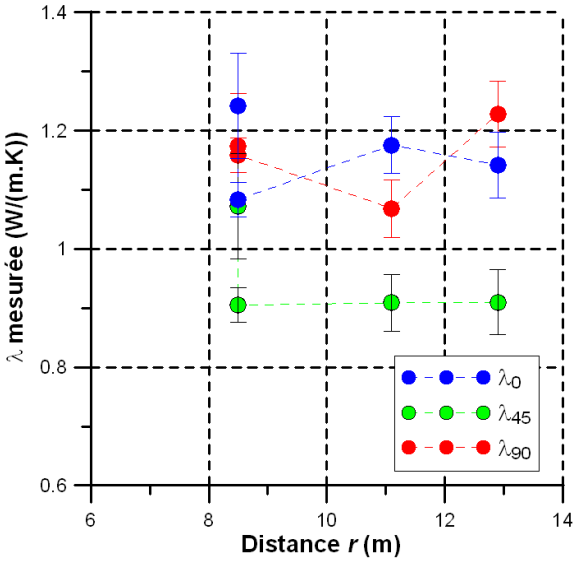


Figure 3-1 : Conductivité thermique de l'argile de Boom naturelle prélevée en 2007 en fonction de la distance *r* à partir l'axe de galerie.

Suite à cette première série de mesure de conductivité thermique, la deuxième série lancée sur les éprouvettes préparées sur la carotte R66-67W a été lancée. Après avoir pris en compte l'effet de la désaturation, les valeurs à l'état saturé de λ_0, λ_{45} (mesurée), λ_{90}, $\lambda_\perp$, λ_{45} (calculée) en fonction de la distance r sont montrées sur la Figure 3-2. On rappelle que λ_0 correspond à la conductivité thermique dans la direction parallèle au litage $\lambda_{//}$, alors que $\lambda_\perp$ est calculée en utilisant l'équation (0.0). La conductivité thermique $\lambda_{//}$ des éprouvettes situées loin de la galerie est stable autour d'une valeur 1,6 W/(m.K) puis diminuée à 1,46 W/(m.K) à r = 3,4 m, et ensuite rapidement abaissée à 1,3 W/(m.K) à r = 2,5 m. La valeur de $\lambda_{//}$ dans la zone intacte (r > 4 m) est comparable à celle proposée par Chen et al. (2011). Les valeurs λ_{45} (mesurée) ont la même tendance: une valeur stable de 1,5 W/(m.K) est trouvée dans la zone intacte, puis la valeur diminue jusqu'à 1,2 W/(m.K) à r = 2,5 m. Quant à $\lambda_\perp$, à cause d'une légère perturbation de λ_0 dans la zone proche de la galerie ($r \leq$ 2,7 m), son évolution n'est donc pas aussi régulière que celles de $\lambda_{//}$ et de λ_{45} (mesurée) : la valeur dans la zone

saine varie légèrement entre 0,95 W/(m.K) et 1,05 W/(m.K), puis diminue à 0,8 W/(m.K) à r = 2,7 m, et ensuite augmente à 0,9 W/(m.K) à r = 2,5 m. En observant les trois évolutions de $\lambda_{//}$, λ_{45} (mesurée) et $\lambda_{\perp}$, on voit que plus l'éprouvette est proche de la galerie, plus l'effet de l'excavation (l'endommagement) est important.

A l'aide de la théorie sur l'anisotropie de la propagation du transfert thermique dans un milieu isotrope transversal, la valeur λ_{45} est calculée à partir de λ_0 et λ_{90} (l'équation). La comparaison entre λ_{45} mesurée et λ_{45} calculée est présentée sur la Figure 3-2(0.0). On constante que λ_{45} mesurée se trouve très proche de celle calculée. Cela montre la pertinence de la théorie appliquée.

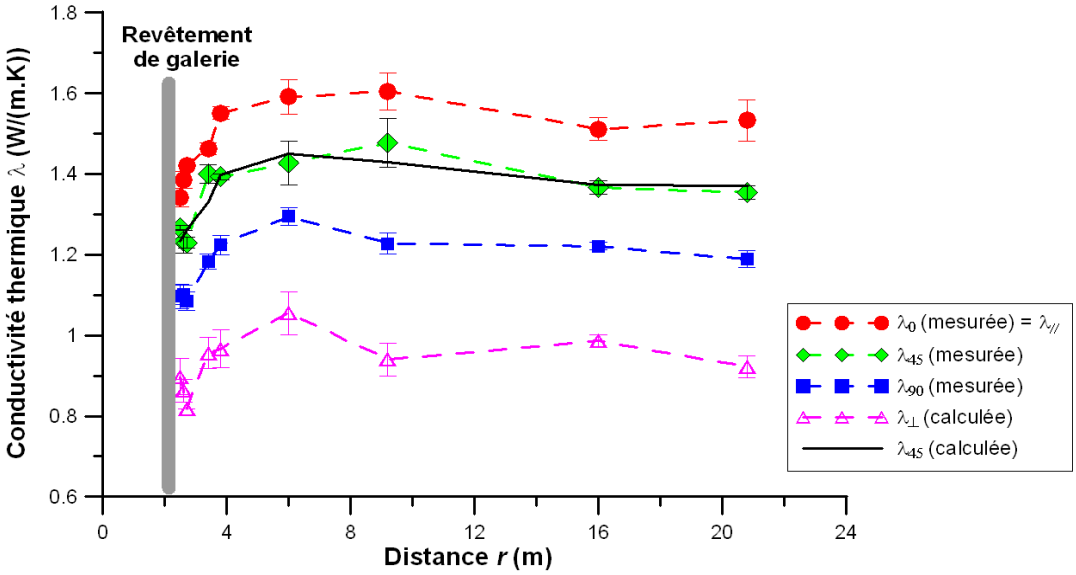


Figure 3-2 : Conductivité thermique de l'argile de Boom naturelle prélevée en 2012 en fonction de la distance *r* à partir l'axe de galerie.

Le degré de l'anisotropie (η) en termes de conductivité thermique est défini comme le rapport entre la valeur dans la direction parallèle au litage et celle dans la direction perpendiculaire au litage (Davis et al., 2007; Popov et al., 1999; Pribnow et al., 2000) (équation (0.0)) :

$$\eta = \frac{\lambda_{//}}{\lambda_{\perp}} \qquad (0.0)$$

On observe que le degré de l'anisotropie η de l'argile de Boom naturelle dans cette étude ne varie pas beaucoup avec la distance r (entre 1,5 et 1,75, voir Figure 3-3). Cela suggère que l'effet de l'excavation n'influence pas le degré de l'anisotropie. A partir de ces valeurs, une valeur moyenne de η = 1,6 est proposée pour l'argile de Boom. Cette valeur moyenne est plus grande que celle déduite

des travaux de Chen et al. (2011) (η = 1,3 avec $\lambda_{\perp}$ = 1,31 W/(m.K) et $\lambda_{//}$ = 1,65 W/(m.K)), mais elles sont du même ordre de grandeur.

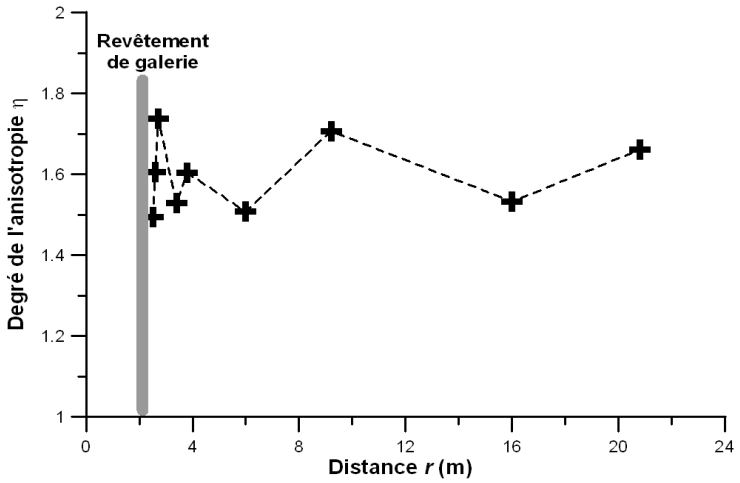


Figure 3-3 : Degré de l'anisotropie en fonction de la distance *r* à partir l'axe de galerie.

3.2.2. Module de cisaillement

Les variations des valeurs de G_{hv}, G_{h45}, G_{hh} mesurées par les éléments piézoélectriques avec la distance r sont présentées sur la Figure 3-4. On observe une tendance globale identique pour les trois séries de G_{hv}, G_{h45} et G_{hh} : dans la zone proche de la galerie (r < 4 m) et à la distance la plus éloignée (r = 20,8 m), les valeurs du module de cisaillement dans trois directions différentes sont faibles. Les faibles modules de cisaillement mesurés à r = 20,8 m pourraient être expliqués par la méthode de prélèvement du forage. En effet, selon un rapport interne de l'EURIDICE, lorsqu'un long forage est effectué, à la fin de la carotte forée (la zone la plus loin de galerie), il y a plus de fissures qu'au milieu du forage (c'est-à-dire la « vraie » zone intacte). Comme l'éprouvette à r = 20,8 m se trouve près de la fin du forage (r maximal de la carotte R66-67W est de 22,3 m), il y a probablement des fissures se présentes dans cet endroit. De plus, les essais avec des éléments piézoélectriques ont été réalisés quelques mois après les mesures de conductivité thermique, les fissures pourraient donc se développer avec le temps. En conséquence, une dégradation est détectée en termes du module de cisaillement.

Afin d'étudier la zone endommagée due à l'excavation de la galerie et d'éviter d'autres facteurs, on se concentre sur les mesures de G_0 à la distance $r \leq 16$ m. Parmi les trois évolutions présentées sur la Figure 3-4, celle de G_{hh} montre la tendance la plus claire avec la distance r. G_{hh} peut être considéré

stable à une valeur de 1450 MPa dans la zone intacte, et la valeur diminue à 1200 MPa à r = 4 m et ensuite à 800 MPa à r = 2,5 m. Quant à G_{hv}, à part deux valeurs, 638 MPa à r = 2,7 m et 1403 MPa à r = 3,8 m, une diminution significative est identifiée entre la zone intacte loin de la galerie (1200 MPa à r = 9,2 m) et la zone endommagée proche de la galerie (808 MPa à r = 2,5 m). La valeur de G_{hv} à r = 16 m est surprenante car elle est égale à celle de G_{hh} (normalement, le G_{hh} est supérieur à G_{hv} pour un matériau isotrope transversal). Pour G_{h45}, à part deux valeurs à r = 4 m (1098 MPa) et r = 16 m (1009 MPa), on constate que la valeur semble se stabiliser autour de 1300 MPa à une distance r entre 3,8 et 9,2 m, puis elle diminue à 1066 MPa à r = 2,5 m. Bien que les évolutions de G_{hv} et G_{h45} ne soient pas régulières, on observe que le module de cisaillement de la zone proche de la galerie r < 4 m (d'environ 1,6 m de l'extérieur du mur de la galerie) est plus faible que celui de la zone saine loin de la galerie. On constate également que les valeurs de G_{hh} et G_{hv} dans la zone loin de la galerie sont en bon accord avec celles trouvées par Lima (2011) (G_{hh} =1483 MPa et G_{vh} = 1135 MPa) en utilisant les éléments piézoélectriques en condition sans confinement. Areias et al. (2012) ont aussi mesuré la vitesse d'onde de cisaillement V_S in-situ, et ils ont trouvé une valeur moyenne de V_s de 800 m/s correspondant à une valeur de G_0 de 1280 MPa. Cette valeur moyenne de G_0 est en accord avec les mesures obtenues dans cette étude.

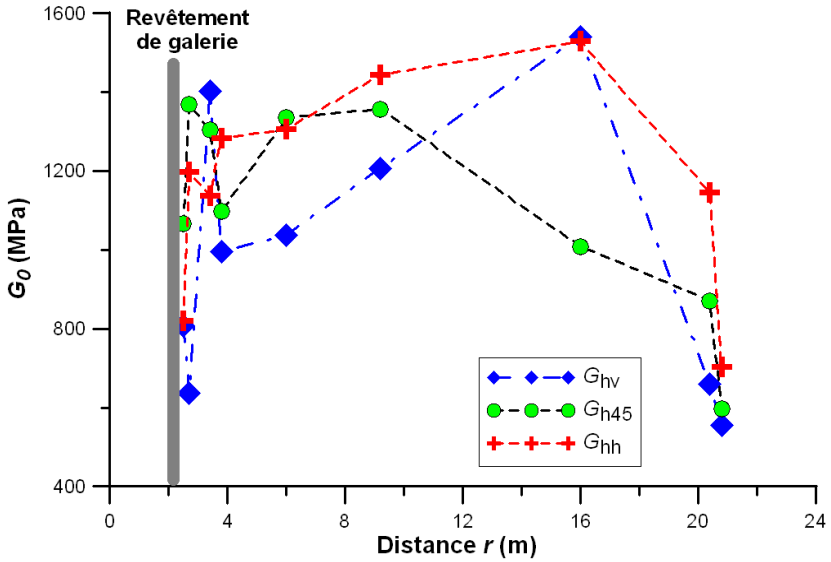


Figure 3-4 : Module de cisaillement à très petites déformations en fonction de la distance r à partir l'axe de la galerie.

On peut aussi définir un degré de l'anisotropie η en termes du module de cisaillement, comme le rapport entre le G_{hh} et le G_{vh} ou le G_{hv} (Jovicic et Coop, 1998; Pennington et al., 1997; Piriyakul, 2006; Yimsiri et Soga, 2011) (équation (0.0)):

$$\eta = \frac{G_{hh}}{G_{hv}} \tag{0.0}$$

Les valeurs de η en fonction de la distance r sont présentée sur la Figure 3-5. On constate que le degré de l'anisotropie en termes du module de cisaillement est plus dispersé (entre 0,8 et 1,7) que celui en termes de conductivité thermique, notamment dans la zone proche de la galerie (r < 4 m). Cette dispersion est due à la variation irrégulière de G_{hv}. En tous cas, à l'exception d'une petite valeur inattendue à r = 3,4 m (η = 0,8), la plupart des valeurs montre que $G_{hh} > G_{hv}$. Une valeur moyenne de η = 1,3 est proposée en termes du module de cisaillement pour l'argile de Boom. Cette valeur est égale à celle obtenue par Lima (2011).

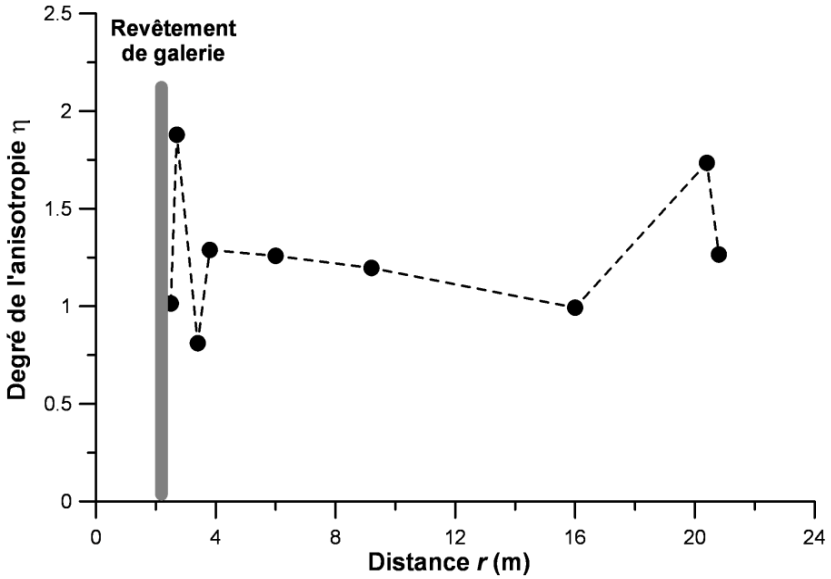


Figure 3-5 : Degré de l'anisotropie en fonction de la distance *r* à partir l'axe de la galerie.

3.2.3. Observations microstructurales

3.2.3.1. Porosimétrie au mercure

La porosimétrie au mercure et le MEB ont été réalisés après les mesures du module de cisaillement sur plusieurs échantillons de l'argile de Boom à quatre distances *r :* 2,5 m, 2,7 m, 9,2 m et 20,8 m.

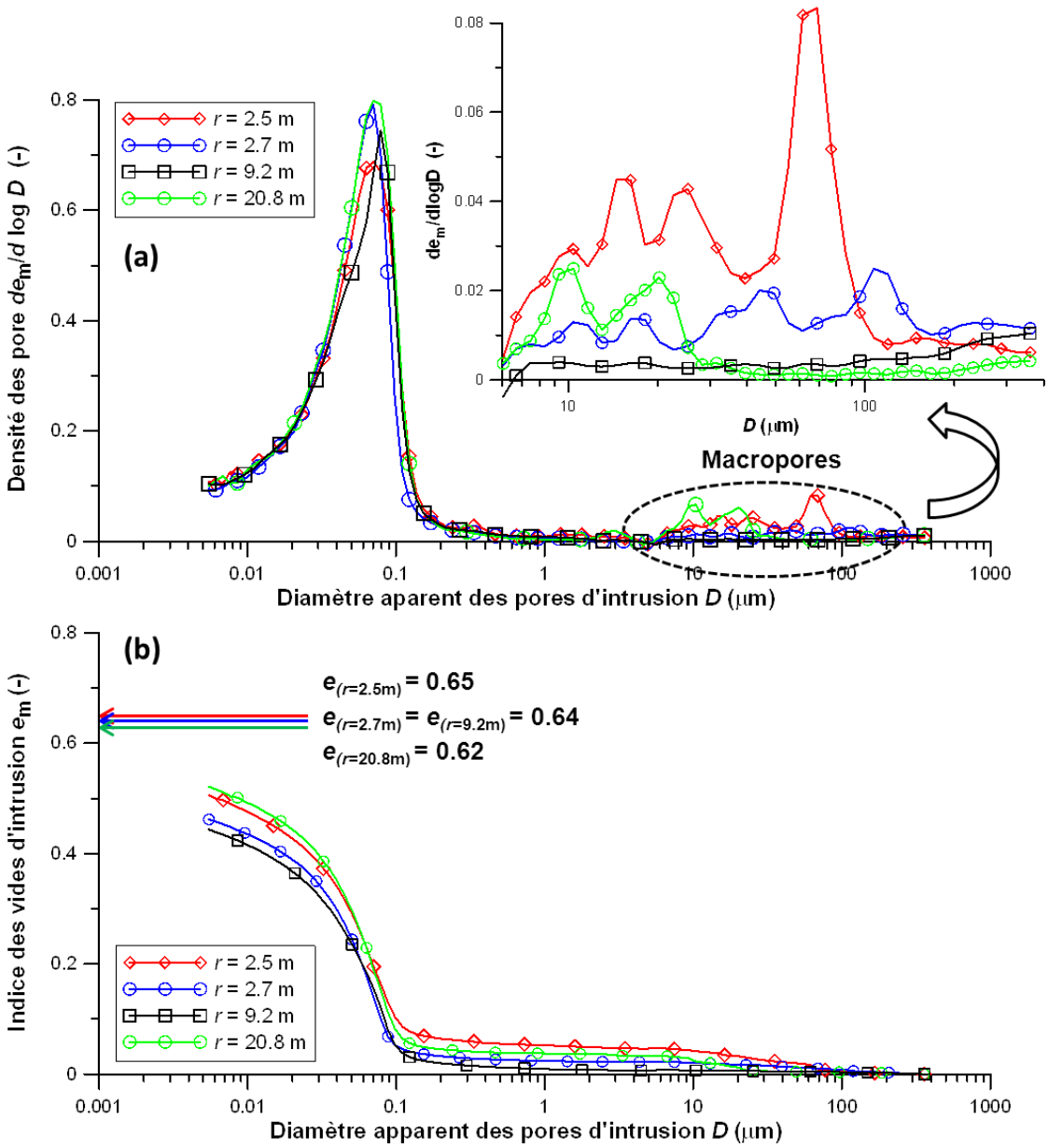


Figure 3-6 : Porosimétrie au mercure de l'argile de Boom naturelle à Mol à différentes distances *r*.

La Figure 3-6a présente les courbes de distribution de la taille des pores à quatre distances différentes. Entre la taille des pores de 5 nm à 5000 nm (c'est-à-dire 5µm), ces courbes ont une même tendance avec une famille des pores commune à 80 nm. Cette famille des pores est en bon accord avec celle présentée par Lima (2011) et (Nguyen, 2013). Ces courbes montrent également qu'il n'y a quasiment pas de pores de taille entre 1 µm et 5 µm. De plus, à partir de la taille > 5 µm, les trois échantillons situés à r = 2,5 m, r = 2,7 m et r = 20,8 m présentent des macro-pores. Les

macro-pores trouvés dans l'échantillon à r = 20,8 m expliquent bien la diminution du module de cisaillement dans trois directions différentes. Comme mentionné précédemment, les macro-pores à r = 20,8 m ont été probablement créés par le forage lors du prélèvement.

A l'exception du cas particulier pour l'échantillon situé à r = 20,8 m, on voit que : plus l'échantillon se situe près de la galerie, plus ses macro-pores sont nombreux. Cette présence des macro-pores peut être expliquée par des fissures parues suite à l'excavation de la galerie.

L'indice des vides d'intrusion e_m des quatre échantillons est montré sur la Figure 3-6b. Comme le mercure n'a pas pénétré dans des pores ayant les diamètres très petits, on voit que la valeur maximale de e_m pour chaque échantillon est toujours plus faible que l'indice des vides global e mesuré. Ce phénomène a été aussi observé sur l'argile de Boom et l'argile Yprésienne par Lima (2011).

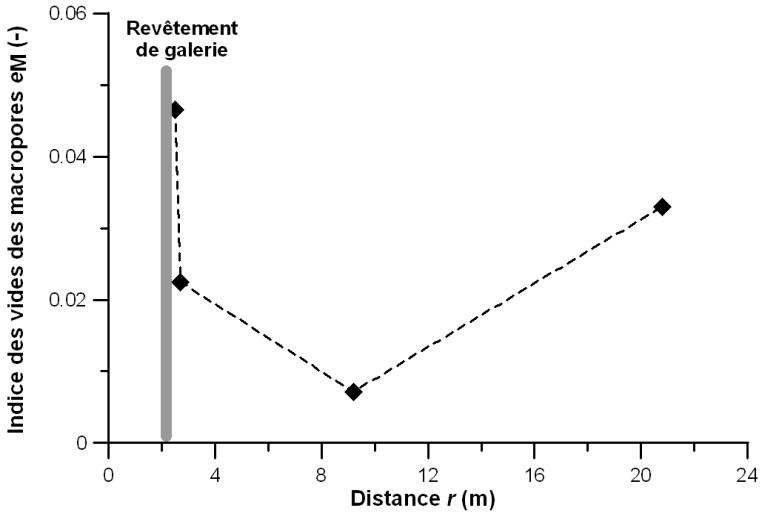


Figure 3-7 : Indice des vides des macro-pores en fonction de la distance *r*.

Afin de relier le comportement du sol à sa microstructure, l'indice des vides d'intrusion des macro-pores e_M est déterminé. Ce paramètre est défini comme le rapport entre le volume du mercure pénétré dans les macro-pores V_M et le volume des grains de sol (équation (0.0)) :

$$e_M = \frac{V_M}{V_S} \qquad (0.0)$$

L'évolution de e_M en fonction de la distance r est montrée sur la Figure 3-7. On observe que la valeur de e_M à la distance la plus proche (r = 2,5 m) est maximale. La valeur de e_M à r = 20,8 m est aussi assez grande. L'échantillon prélevé à r = 9,2 m donne une valeur la plus petite.

3.2.3.2. MEB

L'analyse de la microstructure est complétée par les observations au MEB. Les photos prises dans les directions perpendiculaire et parallèle au plan du litage des échantillons à trois distances *r* = 2,5 m, 2,7 m et 9,2 m sont montrées sur la Figure 3-8, la Figure 3-9, et la Figure 3-10, respectivement. Notons que la définition des vues perpendiculaire et parallèle au litage était faite dans le chapitre 2 (Figure 2-11).

Pour l'échantillon situé à *r* = 2,5 m, deux photos ont été prises à deux dimensions différentes: 1800 x 1400 μm (Figure 3-8a), 1500 x 1100 μm (Figure 3-8b). Sur la Figure 3-8a, un faisceau d'électrons est projeté parallèlement par rapport au plan du litage, le litage est donc clairement identifié. Une fissure de 50 μm de largeur et parallèle au litage est aussi détectée. Sur la Figure 3-8b, un faisceau d'électrons est projeté perpendiculairement au plan du litage. En conséquence, plusieurs feuillets d'argile parallèles sont observés et aucune fissure n'est trouvée. A partir de la courbe de distribution des pores de l'échantillon situé à *r* = 2,5 m (Figure 3-6a), la taille des macro-pores observés varie entre 10 μm à 100 μm. La taille de la fissure identifiée sur la Figure 3-8a est en bon accord avec celle identifiée sur la Figure 3-6a.

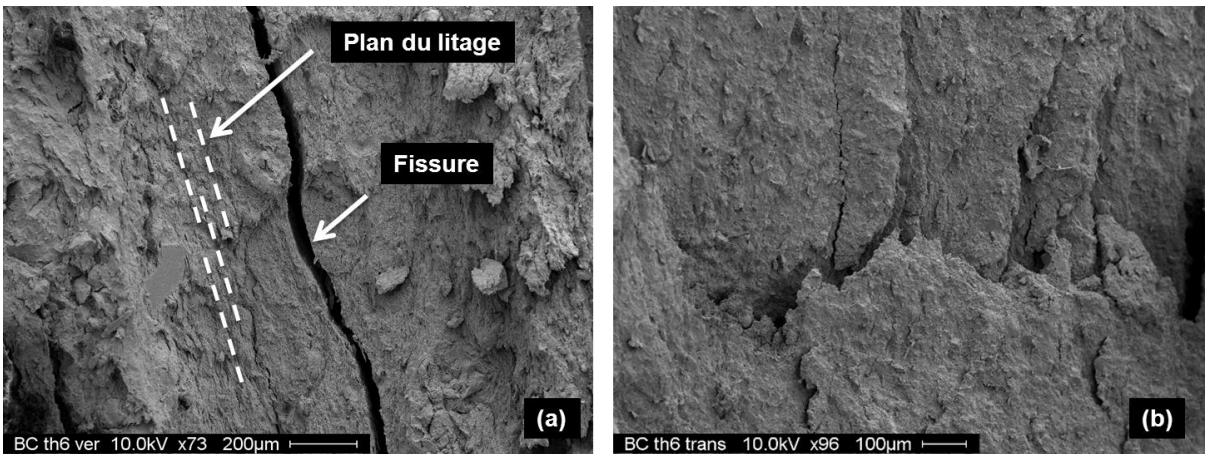


Figure 3-8 : Photos de MEB de l'argile de Boom naturelle à Mol: vues perpendiculaire (a, dimensions de photo: 1800 x 1400 μm) et parallèle (b, dimensions de photo: 1500 x 1100 μm) au plan du litage de l'échantillon situé à *r* = 2,5 m.

Les photos des échantillons prélevés à la distance *r* = 2,7 m sont présentées sur la Figure 3-9. Avec une projection du faisceau d'électrons parallèle au litage (Figure 3-9a), le plan du litage est bien repéré. Une fissure de 40 μm de largeur et parallèle au litage est également observée. Sur la

Figure 3-9b, comme les dimensions de cette photo (850 x 650 μm) sont plus petites que celles de la Figure 3-8b, la superposition des feuillets d'argile sont mieux identifiés. Rappelons que par la distribution des pores à cette distance r = 2,7 m (Figure 3-6a), les macro-pores de 10 μm - 100 μm de largeur ont identifiés. Ceci est confirmé par la fissure détectée sur la Figure 3-9a.

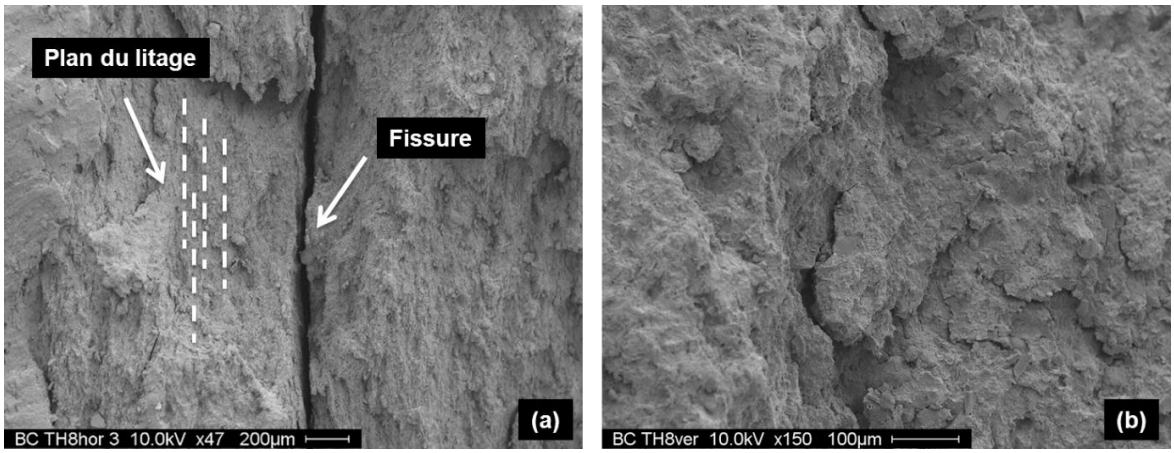


Figure 3-9 : Photos de MEB de l'argile de Boom naturelle à Mol : vues perpendiculaire (a, dimensions de photo: 2550 x 1950 μm) et parallèle (b, dimensions de photo: 850 x 650 μm) au plan du litage de l'échantillon situé à r = 2,7 m.

Quant à l'éprouvette loin de la galerie (r = 9,2 m), deux photos ont été prises à deux échelles différentes : 2300 x 1800 μm (Figure 3-10a) avec le faisceau d'électrons parallèle au litage, et 640 x 500 μm (Figure 3-10b) avec le faisceau d'électrons perpendiculaire au plan du litage. Bien que les dimensions de la Figure 3-10a soient proche de celles de la Figure 3-8a et de la Figure 3-9a, seul le plan du litage est détectés et aucune fissure est trouvée. Comme les dimensions de la Figure 3-10b sont plus petites que celles de la Figure 3-9b, les feuillets d'argile sont observés plus clairement.

En conclusion, à travers ces observations microstructurales (porosimétrie au mercure et MEB), les macro-pores (diamètre ≥ 5 μm) sont identifiés dans les échantillons proches de la galerie (r < 4 m) et dans l'échantillon situé le plus loin (r = 20,8 m). Cela nous montre l'effet de l'excavation de la galerie ainsi que l'effet de la technique du forage utilisée.

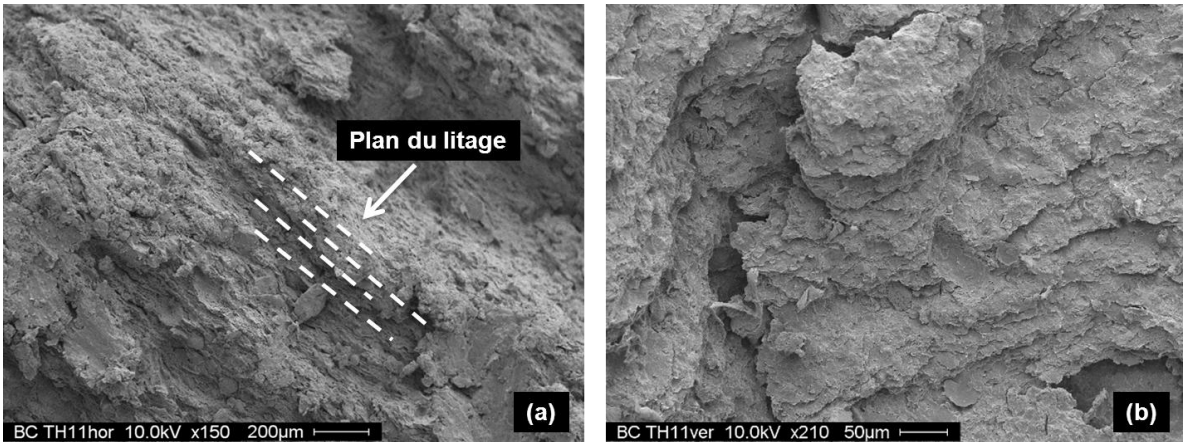


Figure 3-10 : Photos de MEB de l'argile de Boom naturelle à Mol : vues perpendiculaire (a, dimensions de photo: 2300 x 1800 µm) et parallèle (b, dimensions de photo: 640 x 500 µm) au plan du litage de l'échantillon situé à r = 9,2 m.

3.3. Prédiction des propriétés thermo-hydro-mécaniques

3.3.1. Variable d'endommagement

Il existe dans la littérature plusieurs théories d'endommagement qui ont été développées en se basant sur le concept de la contrainte effective de Kachanov (1958) (voir Ambroziak, 2007; Gross et Seelig, 2011). Selon ce concept, la relation entre la contrainte effective d'un matériau endommagé (σ^*_{ij}) et celle d'un matériau intact (σ_{ij}) est défini par une variable d'endommagement D (équation (0.0)) :

$$\sigma^*_{ij} = \frac{\sigma_{ij}}{1-D} \tag{0.0}$$

Pour un matériau élastique, l'endommagement pourrait être quantifié par l'équation (0.0) :

$$D = 1 - \frac{E^*}{E} \tag{0.0}$$

où E est le module d'Young du matériau intact considéré, E^* est le module d'Young du matériau endommagé.

Dans cette étude, suite à la constatation des diminutions de la conductivité thermique et du module de cisaillement dans la zone proche de la galerie (r < 4 m), un modèle empirique qui relie la

dégradation des propriétés thermo-mécaniques à la présence des macro-pores (diamètre ≥ 5 μm) est proposé, permettant d'évaluer l'endommagement dû à l'excavation sur l'argile de Boom naturelle (équation (0.0))

$$X = X_0(1 - b\exp(-a\frac{e}{e_M})) \qquad (0.0)$$

où X_0 est la propriété de l'argile de Boom dans la zone intacte (loin de la galerie), X est la propriété de l'argile de Boom dans la zone endommagé (EDZ), e est l'indice des vides global (voir le Tableau 2-4). Dans cette équation empirique, la variable d'endommagement est considérée comme le rapport entre e et e_M. Il s'agit d'une variable isotrope.

Selon l'équation (0.0), il y a deux paramètres à déterminer pour modéliser le comportement du matériau considéré : a est le paramètre qui dépend du matériau, et b est le paramètre qui dépend de la propriété considérée. En fonction de la propriété considérée, la valeur de b peut être positive ou négative :

- $b > 0$: lorsque la propriété du matériau diminue avec l'augmentation du volume des macro-pores ;
- $b < 0$: lors que la propriété du matériau augmente avec l'augmentation du volume des macro-pores.

3.3.2. Détermination des paramètres

Les résultats expérimentaux de la conductivité thermique de l'argile de Boom en fonction de la distance r (voir paragraphe 3.2.1) sont utilisés pour déterminer les paramètres du modèle d'endommagement empirique. Les valeurs de e_M déterminées à partir de la porosimétrie au mercure sont utilisées pour calculer la variable d'endommagement à quatre distance r = 2,5 m ; 2,7 m ; 9,2 m et 20,8 m.

On choisit les valeurs de $\lambda_\perp$, λ_{45}, $\lambda_{//}$ dans la zone intacte pour prévoir la conductivité thermique à quatre distances considérées. Ces valeurs sont présentées dans le Tableau 3-1. Avec a = 0,05 et b = 0,5, les résultats du modèle d'endommagement sont comparable à ceux expérimentaux (Figure 3-11).

Le même modèle d'endommagement est utilisé pour prévoir le module de cisaillement (G_{hv}, G_{h45}, G_{hh}) à quatre distances différentes : r = 2,5 m ; 2,7 m ; 9,2 m et 20,8 m. Les valeurs choisies de G_{hv},

G_{h45}, G_{hh} dans la zone intacte sont montrées dans le Tableau 3-1. On utilise les mêmes valeurs pour les deux paramètres : a = 0,05 et b = 0,5. La comparaison entre les résultats expérimentaux et ceux du modèle est montrée sur la Figure 3-12. On observe qu'avec les mêmes paramètres, le modèle est également capable de reproduire l'effet de l'endommagement dû à l'excavation sur le module de cisaillement.

Tableau 3-1 : Paramètres utilisés pour le modèle d'endommagement empirique.

Propriété X	X_0
G_{hv} (MPa)	1100
G_{h45} (MPa)	1300
G_{hh} (MPa)	1450

Propriété X	X_0
$k_{\perp}$ x 10^{-14} (m/s)	350
$k_{//}$ x 10^{-14} (m/s)	650

Propriété X	X_0
$\lambda_{//}$ x 10^{-3} (W/(m.K))	1650
λ_{45} x 10^{-3} (W/(m.K))	1500
$\lambda_{\perp}$ x 10^{-3} (W/(m.K))	1100

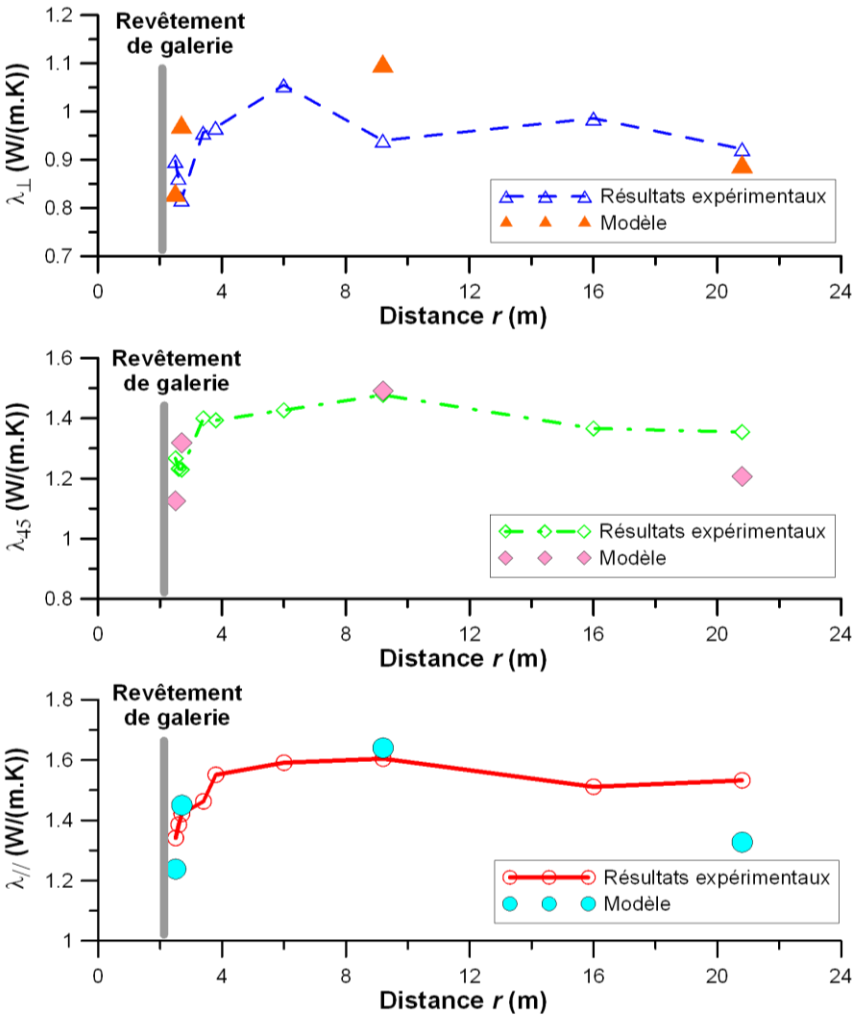


Figure 3-11 : Comparaison de la conductivité thermique entre les résultats expérimentaux et ceux de modélisation.

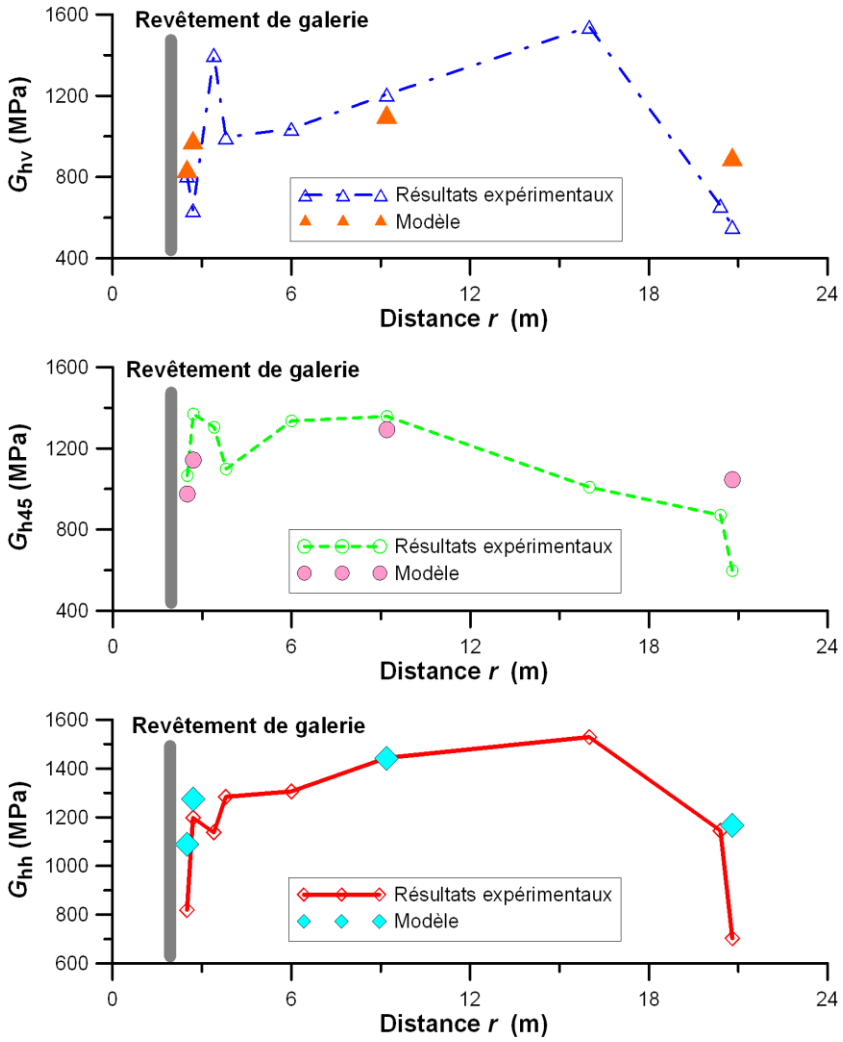


Figure 3-12 : Comparaison du module de cisaillement entre les résultats expérimentaux et ceux de modélisation.

3.3.3. Application du modèle d'endommagement à la propriété hydraulique

Afin de vérifier la validité de ce modèle d'endommagement sur la propriété hydraulique de l'argile de Boom naturelle, les valeurs de la conductivité hydraulique k obtenues in-situ en 2004, 2005 (Yu et al., 2011a) et en 2012 (présentées dans un rapport interne de l'EURIDICE) à l'aide des deux piézomètres R55D et R55E sont analysées. Les variations de ces mesures avec la distance r sont présentées sur la Figure 3-13. Suite à l'excavation de la galerie, entre la distance de 2,4 à 8,4 m, la conductivité hydraulique diminue progressivement. A partir de r = 8,4 m, elle varie très légèrement.

L'extension de l'EDZ en termes de conductivité hydraulique est d'environ 8,4 m à partir de l'axe de la galerie (c'est-à-dire d'environ 6 m à partir de l'extérieur du mur de galerie). En dehors de l'EDZ, les valeurs se stabilisent autour de $6{,}5.10^{-12}$ m/s pour $k_{//}$ et de $3{,}5.10^{-12}$ m/s pour $k_{\perp}$ (déterminée à partir de k_g et $k_{//}$ en utilisant l'équation (0.0)). En comparant les valeurs de k mesurées dans trois campagnes de mesure en 2004, 2005 et 2012, on constate que l'effet de l'EDZ sur la conductivité hydraulique dans la direction parallèle au litage $k_{//}$ en 2004 est quasiment le même qu'en 2005, mais plus important qu'en 2012. Ce phénomène suggère qu'il existait un auto-colmatage continu entre 2005 et 2012. Quant à la conductivité hydraulique géométrique k_g, l'effet de l'EDZ ne changement pas de façon significative.

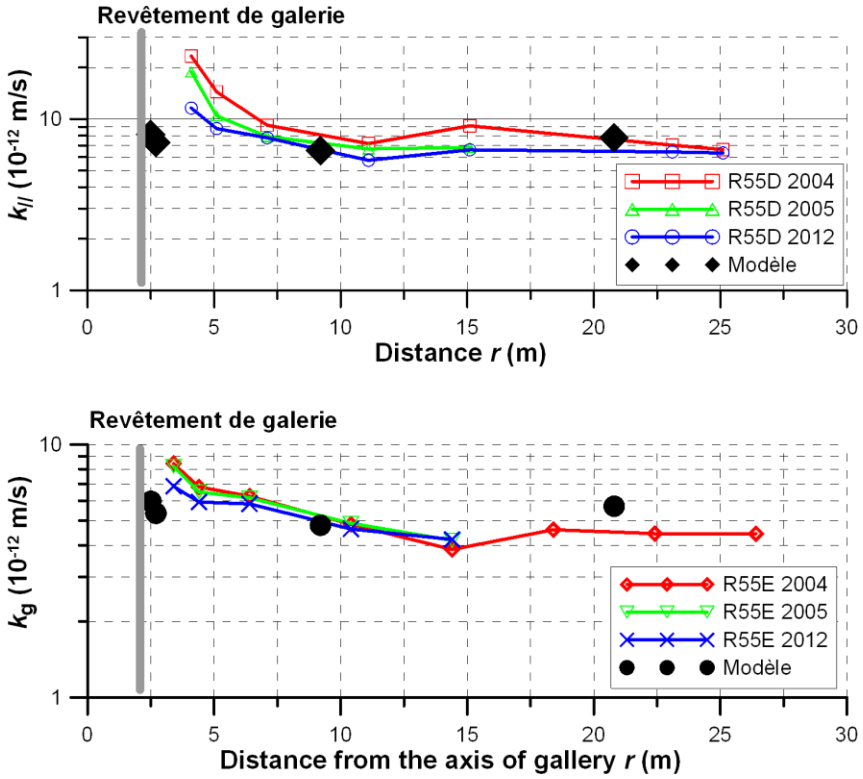


Figure 3-13 : Comparaison de la conductivité hydraulique entre les résultats expérimentaux et ceux de modélisation.

Afin d'appliquer le modèle d'endommagement proposé à la conductivité hydraulique, le paramètre a devrait rester le même que dans les cas de la conductivité thermique et du module de cisaillement car le matériau considéré est toujours l'argile de Boom naturelle. En revanche, une valeur négative est choisie pour le paramètre b (-0,5) parce que la conductivité hydraulique devient plus élevée lors d'une augmentation des macro-pores. Tous les résultats de modélisation sont présentés sur la Figure 3-13. On observe que les résultats du modèle d'endommagement sont plus proches de ceux

de la campagne de mesures en 2012 que ceux des deux autres campagnes. Cela est logique car les valeurs de e_M sont déterminés sur les échantillons du forage en 2012.

Les bons accords obtenus entre les résultats du modèle d'endommagement et d'expérimentation en termes de conductivité thermique, module de cisaillement et conductivité hydraulique montrent la pertinence de ce modèle. En d'autres termes, l'effet de l'excavation de la galerie peut être bien décrit en utilisant une variable d'endommagement basée sur le volume des macro-pores.

3.4. Discussion

Dans les études sur la zone endommagée dans les argiles raides et roches tendres, la plupart des méthodes expérimentales utilisées concerne la mesure in-situ, telles que : mesure de la vitesse d'onde de compression V_p pour l'argilite de COx (Schuster et Alheid, 2007), pour l'argile de Boom (Mertens et al., 2004) et pour l'argile d'Opalinus (Martin Derek et al., 2003) ; mesure de la conductivité hydraulique pour l'argile de Boom (Yu et al., 2011), pour l'argile d'Opalinus (Martin Derek et al., 2003).

Dans cette étude, des mesures de la conductivité thermique (λ) et du module de cisaillement à très petites déformations (G_0) dans trois directions différentes sont réalisées au laboratoire afin d'identifier l'extension de l'EDZ et le comportement anisotrope de l'argile de Boom. A partir de ces mesures, l'isotropie transversale a été mise en évidence. On observe que les résultats de λ et de G_0 montrent une évolution identique en fonction de la distance r. On constate également que les échantillons situés les plus loin de la galerie (à la fin du forage) ne sont pas nécessairement en meilleur qualité à cause de la technique de forage employée. A part de ce point particulier, à l'extérieur de l'EDZ (r > 4 m), les propriétés de l'argile de Boom sont stables. En revanche, dans l'EDZ, il y a une dégradation progressive des propriétés thermo-mécaniques. Cette observation est confirmée par la variation de la propriété hydraulique déterminée in-situ (Yu et al., 2011) : une valeur de conductivité hydraulique plus élevée était obtenue dans la zone proche de la galerie par rapport aux autres valeurs obtenues hors de l'EDZ. La présence de l'EDZ dans la formation de l'argile de Boom à Mol est également confirmée par les mesures de V_p en fonction de la distance r (Mertens et al., 2004). Cependant, dans le cas, les forages utilisés ne sont pas perpendiculaires à la galerie de liaison, donc leurs données ne peuvent pas être comparées avec les nôtres.

Pour étudier l'EDZ et identifier des fractures dans la zone endommagée, une méthode souvent utilisée est la cartographie de la surface d'excavation (Lanyon, 2011). Selon cette méthode, une sous-galerie traversant la galerie excavée est réalisée pour étudier l'extension de l'EDZ dans la formation de l'argile d'Opalinus (Martin et Lanyon, 2004). Quant aux méthodes numériques, il existe la méthode des éléments finis, la méthode des différences finis, la méthode des éléments discrets, etc. Pour simuler l'endommagement, une variable d'endommagement (souvent notée *D*) est utilisée qui pourrait être déterminée à partir des résultats d'essais triaxiaux (Hudson, 2009). Dans cette étude, les fissures observées à l'échelle microscopique ont été considérées. Premièrement, l'indice des vides global (*e*) des échantillons près de la galerie était vérifié afin de détecter l'effet de l'excavation. Le Tableau 2-4 montre que ces valeurs sont quasiment les mêmes, et le paramètre *e* n'est donc pas un indicateur d'endommagement par l'excavation. Deuxièmement, l'étude sur la microstructure de ces échantillons a été réalisée, permettant de définir une variable d'endommagement. Cette dernière est basée sur le rapport entre l'indice des vide globale et celle des macro-pores e_M (diamètre ≥ 5 µm). Lorsqu'un échantillon se trouve dans l'EDZ, il y a certains macro-pores définissant l'indice des vides des macro-pores e_M. Comme la valeur *e* pour tous les échantillons est presque la même, la variable d'endommagement ne dépend que de la valeur de e_M.

Les Figure 3-11, Figure 3-12, et Figure 3-13 montrent quelques écarts entre les résultats expérimentaux et ceux de modèle. Cette différence est due aux valeurs de *a* et *b,* et aux valeurs « stables » choisies en termes de conductivité thermique, module de cisaillement et conductivité hydraulique dans la zone intacte (Tableau 3-1). Pour la conductivité thermique, deux valeurs « stables » de $\lambda_{//}$ (1,65 W/(m.K)) et λ_{45} (1,5 W/(m.K)) ont donné une bonne prévision qui est proche des données expérimentales. En revanche, pour $\lambda_{\perp}$, comme la tendance des données expérimentales n'est pas régulière, le choix de la valeur stable pour les échantillons loin de la galerie n'est pas évident. En comparant avec la valeur $\lambda_{\perp}$ = 1,31 W/(m.K) obtenue par Chen et al. (2011) par l'analyse inverse, une valeur stable $\lambda_{\perp}$ = 1,1 W/(m.K) a été choisie dans cette étude.

En termes du module de cisaillement, les valeurs « stables » de G_{hv}, G_{h45}, G_{hh} dans la zone intacte sont encore plus difficiles à déterminer parce que les mesures obtenues par les éléments piézoélectriques montraient de dispersions importantes. Les valeurs stables présentées dans le Tableau 3-1 étaient choisies après avoir comparé avec des valeurs mesurées par Lima (2011) en condition sans confinement.

Les Figures Figure **3-3** et Figure **3-5** montrent que l'EDZ n'a pas un grand effet sur le degré d'anisotropie de la conductivité thermique (η_λ) et celui du module de cisaillement (η_G). En effet, les

fissures observées dans les échantillons endommagés à l'échelle microscopique étaient parallèles au plan du litage dont la longueur était limitée. La présence de ces fissures n'est pas suffisante pour que η puisse considérablement changer.

En termes de conductivité hydraulique, les données expérimentales ont clairement montré des valeurs stables dans la zone intacte. Mais, les valeurs obtenues par le modèle d'endommagement sont plus petites que celles mesurées, notamment dans le cas de $k_{//}$ obtenue dans les campagnes de mesures en 2004 et 2005 (Figure 3-12). Comme on a discuté dans le paragraphe précédent, cela est dû au fait que les échantillons testés dans cette étude ont été prélevés en 2012 ; le paramètre e_M est donc moins élevé que ceux prélevés en 2004 et en 2005 en raison de l'auto-colmatage de l'argile de Boom. La diminution de e_M avec le temps est reliée à la diminution des dimensions des fissures identifiées sur la Figure 3-8 et la Figure 3-9. La différence entre les résultats du modèle et ceux mesurés en 2004 et 2005 montrent que les paramètres a et b changent avec le temps. En d'autres termes, un ensemble des paramètres donnés correspond à un temps donné, et que le modèle proposé est capable d'évaluer l'effet de l'EDZ seulement pour cette période étudiée.

3.5. Conclusion

L'influence de la zone endommagée autour de la galerie sur la conductivité thermique, le module de cisaillement et la conductivité hydraulique a été étudiée dans ce chapitre, tenant en compte l'anisotropie inhérente de l'argile de Boom naturelle.

Plusieurs échantillons de l'argile de Boom naturelle à différentes distances r par rapport à l'axe de galerie ont été préparés à partir de la carotte R66-67W prélevée en juillet 2012 dans la direction perpendiculaire à l'axe de la galerie de liaison. Les mesures de la conductivité thermique et du module de cisaillement à très petites déformations ont été réalisées sur ces échantillons dans trois directions différents par rapport au plan du litage. Les observations microstructurales ont été aussi effectuées sur quelques échantillons à différentes distances r. Les macro-pores identifiés dans la zone proche de la galerie sont liés à l'endommagement par l'excavation. Une variable d'endommagement est ensuit définie, qui permet d'estimer l'effet de l'endommagement sur les propriétés de l'argile de Boom.

En termes de mesures de conductivité thermique (λ), les valeurs dans trois directions - parallèle ($\lambda_{//}$), perpendiculaire ($\lambda_{\perp}$), et incliné 45° (λ_{45}) au plan du litage sont mesurée en utilisant la méthode

de sonde thermique. On a constaté que $\lambda_{//}$ est plus grande que $\lambda_{\perp}$ et que le degré de l'anisotropie inhérente est d'environ 1,6. Les résultats montrent aussi la même évolution par rapport à la distance *r* dans trois directions différentes : dans la zone loin de la galerie, la conductivité thermique se stabilise puis diminue rapidement à la distance $r < 4$ m. Une extension de l'EDZ d'environ 4 m de l'axe de galerie (1,6 m de l'extérieur du mur de galerie) est ensuite proposée.

La propriété mécanique de l'argile de Boom est étudiée via les mesures du module de cisaillement à très petites déformations (G_0) par la technique des éléments piézoélectriques en condition sans confinement. Les valeurs du module de cisaillement dans trois directions différentes (G_{hv}, G_{h45}, G_{hh}) sont déterminées à plusieurs distances *r*. On a observé que G_{hh} est plus élevé que G_{hv}. En termes du module de cisaillement, le degré de l'anisotropie inhérente est environ 1,3. Bien que les évolutions de ces mesures par rapport à la distance *r* ne soient pas aussi régulières que celles de la conductivité thermique, cette évolution montre tout de même une extension de l'EDZ d'environ 4 m à partir de l'axe de la galerie.

La porosimétrie au mercure sur l'argile de Boom naturelle a montré la présence des macro-pores dans les échantillons situés près de la galerie ($r < 4$ m), dont le diamètre est ≥ 5 μm. Ces pores correspondent bien à des fissures observées à l'échelle microscopique au MEB, et sa présence peut être expliquée par l'effet de l'excavation de la galerie. Quelques macropores sont aussi identifiés dans l'échantillon situé à la fin de la carotte R66-67W (le plus loin par rapport à la galerie). Cela peut être expliqué par la méthode de prélèvement de la carotte. Malgré la présence de ces fissures, les degrés d'anisotropie en termes de conductivité thermique et de module de cisaillement ne varient pas beaucoup en fonction de la distance *r*.

A partir de l'indice des vides des macro-pores e_{M} obtenu via la porosimétrie au mercure, une variable d'endommagement est définie, et un modèle d'endommagement est ensuite proposé. Ce modèle permet de prévoir l'effet de l'EDZ sur les propriétés thermo-hydro-mécanique de l'argile de Boom autour de la galerie de liaison. La validation de ce modèle a été réalisée en comparant les résultats du modèle et les mesures expérimentales en termes de conductivité thermique et module de cisaillement dans différentes directions, avec les même paramètres *a* et *b*. Ce modèle est également appliqué au cas de la conductivité hydraulique *k,* en comparant avec les mesures in-situ de *k* en 2004, 2005 et 2012. On obtient un bon accord entre les résultats du modèle et ceux de mesures en 2012 (la même année de prélèvement de la carotte R66-67W). Grâce à la capacité d'auto-colmatage de l'argile de Boom, e_M diminue dans le temps. Par conséquent, les deux paramètres *a* et *b* du modèle peuvent évoluer également dans le temps.

Chapitre 4

Comportement hydro-mécanique en condition K_0

4.1. Introduction

Dans ce chapitre, l'étude sur le comportement hydro-mécanique en condition K_0 (sans déformation latérale) de l'argile de Boom naturelle est présentée. Il comporte deux parties : (i) gonflement lors de la saturation et (ii) comportement après la saturation. On rappelle que la condition de déformation latérale nulle est assurée à l'aide des cellules oedométriques (classique et modifiée) ou d'une cellule triaxiale (cellule HP1 avec un programme d'asservissement spécifique). Les caractéristiques initiales des éprouvettes considérées sont présentées dans le chapitre 2.

On étudie les gonflements dans trois directions différentes par rapport au plan du litage, et les valeurs de pression de gonflement et du degré de l'anisotropie sont analysées. L'influence du gonflement sur la microstructure est également étudiée à l'aide de la porosimétrie au mercure et le microscope électronique à balayage (MEB). Le comportement après la saturation est étudié via des essais avec déplacement vertical contrôlé à 0,001 mm/min ou à contrainte contrôlée (avec paliers de chargement et déchargement), et via des simulations par la méthode des éléments finis. Suite à ces résultats, l'anisotropie de la compressibilité et celle de la conductivité hydraulique sont exploitées. Enfin, le comportement oedométrique est comparé avec le comportement triaxial en condition K_0.

4.2. Gonflement lors de la re-saturation

Lorsque la solution synthétique est mise en contact avec l'éprouvette de l'argile de Boom, le sol a tendance de gonfler. Deux types de cellules oedométriques ont été utilisés dans cette étude de gonflement: (i) cellule classique (sans mesure de contrainte latérale), (ii) cellule modifiée (avec mesure de contrainte latérale).

La pression de gonflement est déterminée soit par la courbe (ε_a - σ_v) soit par la mesure directe grâce au capteur de pression ou de force. La variation de contrainte verticale dans ce chapitre est mesurée par le capteur de force installé sur la presse, situé au-dessus du piston de la cellule oedométrique (Figure 2-39). Notons que parmi les essais oedométriques effectués avec la cellule modifiée (voir Tableau 2-9), il y a seulement un essai (Oedo5) qui était fait en utilisant le capteur de pression latérale MEAS. Au démontage de l'essai Oedo5, on a observé que les fils électriques très fins de ce capteur étaient cassés. Pour cette raison, on l'a remplacé par un capteur KYOWA pour les essais suivants.

4.2.1. Pression de gonflement déterminée à partir de la courbe (ε_v - logσ_v)

Trois méthodes de détermination de pression de gonflement ont été adoptées : « non-gonflement » en basse pression, « non-gonflement » en haute pression, et « pré-gonflement ». Le point commun de ces trois méthodes est de maintenir la déformation axiale ε_a constante (ou la déformation volumique ε_v constante) lors de la saturation de l'éprouvette. Sept essais « non-gonflement » et trois essais « pré-gonflement » sont présentés dans les Tableaux 2-8 et 2-9 respectivement. Pour trouver la pression de gonflement, les évolutions de ε_v sont tracées en fonction de la contrainte verticale σ_v. Notons qu'après avoir déterminé la pression de gonflement, les paliers de chargement et déchargement sont appliqués pour étudier la compressibilité du sol.

4.2.1.1. Essais « non-gonflement » en basse pression

La pression de gonflement déterminée par la méthode « non-gonflement » en basse pression (l'éprouvette oedométrique chargée jusqu'à 3,2 MPa après avoir déterminé la pression de gonflement) a été mesurée sur trois types d'éprouvettes. Les courbes de compressibilité de ces essais ainsi que les valeurs de pression de gonflement σ_s sont présentées sur les Figure 4-1a, b, c.

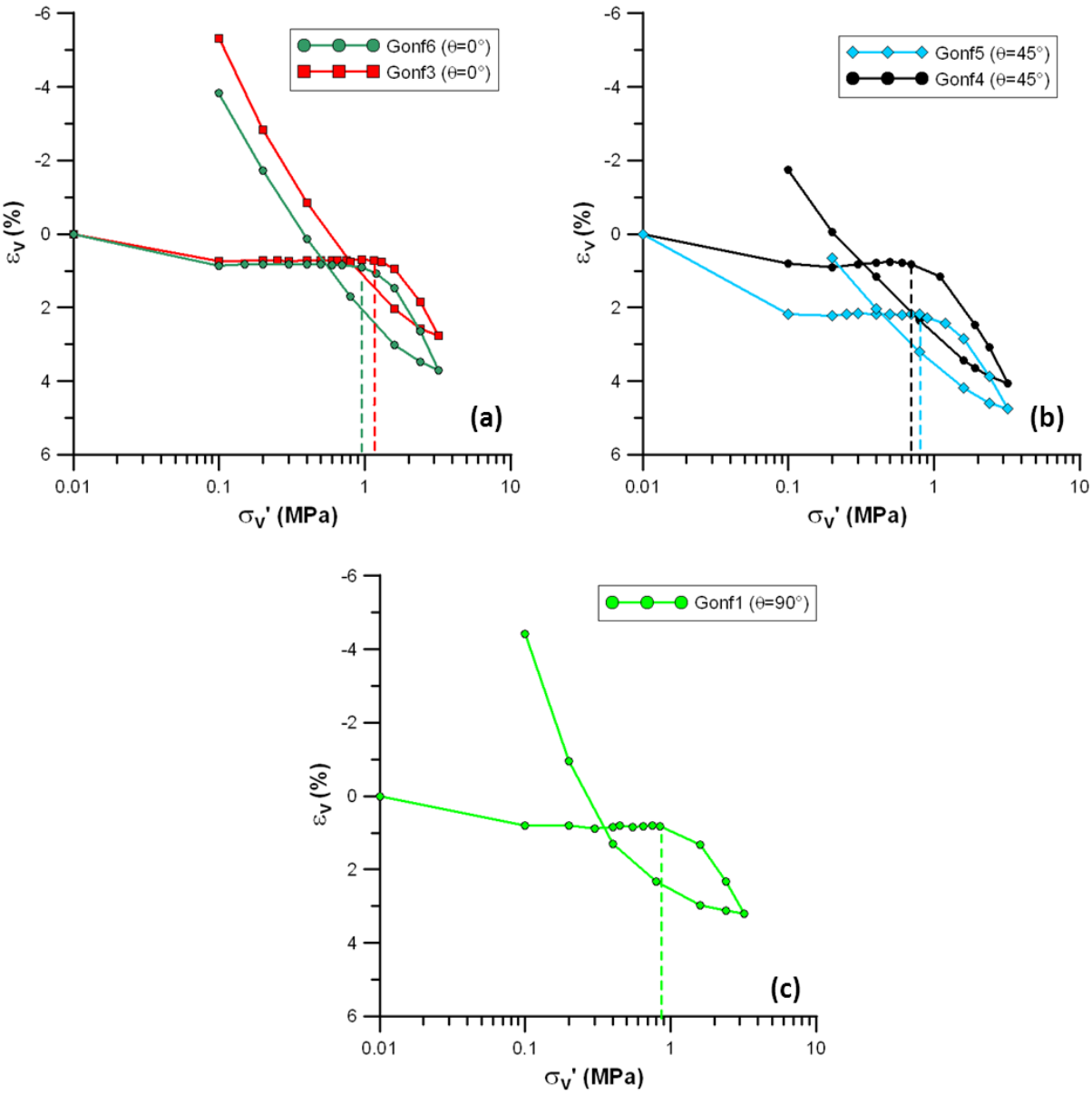


Figure 4-1 : Courbes de compressibilité et pressions de gonflement des trois types d'éprouvettes : (a) θ = 0°, (b) θ = 45°, (c) θ = 90°.

Deux essais de gonflement sur l'éprouvette perpendiculaire au litage (θ = 0°) ont été effectués (Figure 4-1a). Deux valeurs de σ_s = 0,95 MPa (Gonf6) et 1,15 MPa (Gonf3) sont trouvées. Après avoir mesuré σ_s, deux éprouvettes sont chargées jusqu'à 3,2 MPa et puis déchargée jusqu'à 0,1 MPa. En observant ces deux courbes de compressibilité, on constate que les comportements avant et pendant la saturation sont très proches. De plus, il n'y a pas de grande différence entre les deux valeurs de σ_s (seulement de 0,2 MPa). Après la saturation, la courbe de compressibilité montre que

l'éprouvette de l'essai Gonf6 est légèrement plus compressible que celle de Gonf3. Les deux courbes de chargement et de déchargement sont parallèles.

La répétabilité de l'essai de gonflement est vérifiée par les deux essais sur l'éprouvette à $\theta = 0°$ et les deux essais sur l'éprouvette à $\theta = 45°$ (Figure 4-1c). En effet, bien que le tassement initial (avant la re-saturation) de l'éprouvette de l'essai Gonfl5 soit plus grand que celui de l'essai Gonf4, les pressions de gonflement trouvées sont très proches : 0,7 MPa pour l'essai Gonf4 et 0,8 MPa pour l'essai Gonf5.

La Figure 4-2 montre la variation de la pression de gonflement mesurée dans les essais « non-gonflement » en basse pression en fonction de l'angle θ. Normalement, pour un matériau isotrope transversal, le gonflement dans la direction perpendiculaire au litage devrait être le plus important (voir paragraphe 1.3.7). Selon cette figure, la pression de gonflement de l'argile de Boom dans la direction perpendiculaire au litage est plus grande que celui dans la direction parallèle au litage, et le gonflement dans la direction incliné 45° au litage est le plus faible. Notons que les valeurs de σ_s mesurées sont dans un même ordre de grandeur, et la différence entre elles n'est pas significative.

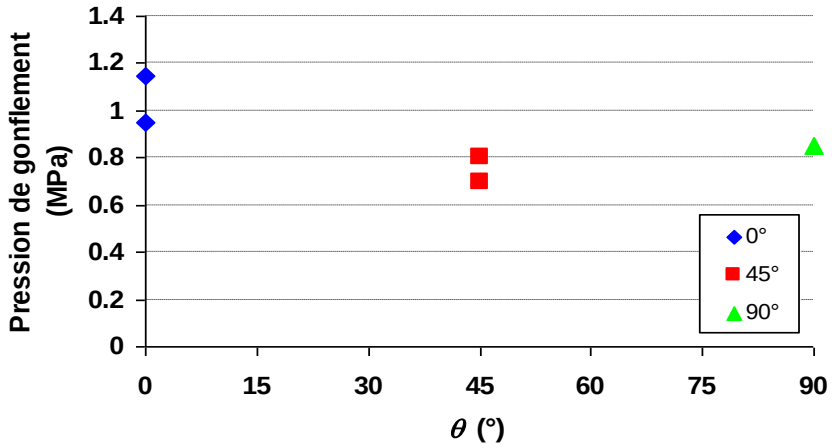


Figure 4-2 : Pressions de gonflement mesurées dans les essais « non-gonflement » en basse pression en fonction de l'angle θ.

4.2.1.2. Essais « non-gonflement » en haute pression

Deux essais de gonflement selon la méthode « non-gonflement » en haute pression (l'éprouvette oedométrique chargée jusqu'à 32 MPa après avoir déterminé la pression de gonflement) ont été effectués sur deux types d'éprouvettes : $\theta = 0°$, $\theta = 45°$ (Figure 4-3). Même si on a appliqué la

contrainte verticale in-situ (2,4 MPa), les deux éprouvettes gonflaient encore lorsqu'elles étaient re-saturées. Deux valeurs de σ_s sont déterminées : 3,9 MPa (θ = 45°) et 4,6 MPa (θ = 0°). On observe que le gonflement dans la direction perpendiculaire au litage est plus grand que celui dans la direction 45°, en concordance avec l'observation dans le cas de basse pression.

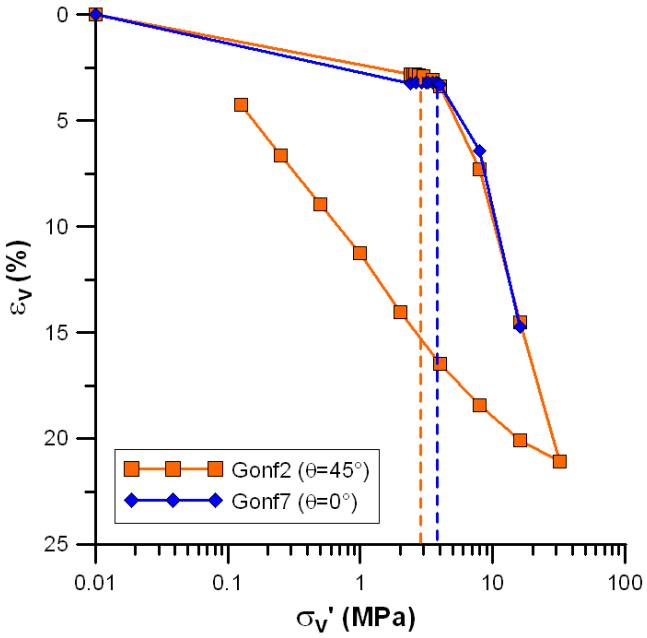


Figure 4-3 : Courbes de compressibilité et pressions de gonflement de deux types d'éprouvettes (θ = 0°, 45°) selon la méthode « non-gonflement ».

4.2.1.3. Essais « pré-gonflement »

Dans la méthode « pré-gonflement », la courbe de compressibilité oedométrique est utilisée pour déterminer σ_s. L'éprouvette oedométrique est comprimée jusqu'à la contrainte verticale voulue et puis saturée. Le gonflement dans le sens vertical est libre (en maintenant la contrainte verticale constante). Lorsque la phase de saturation est terminée (gonflement vertical stabilisé), l'éprouvette est comprimée à nouveau sous des contraintes plus importantes. Quand la déformation axiale revient à la valeur initiale (avant la saturation), la contrainte verticale correspondante est la valeur de pression de gonflement (Abdullah et Mhaidib, 1999, 1998; Agus, 2005; Basma et al., 1995). Cette méthode est utilisée par plusieurs auteurs pour étudier la pression de gonflement de l'argilite de COx (Tang et al., 2011b), de la bentonite (Wang et al., 2012), etc.

La pression de gonflement selon la méthode « pré-gonflement » de l'argile de Boom est déterminée sur deux éprouvettes perpendiculaires au litage (essais Oedo9 et Oedo15), et une éprouvette parallèle au litage (essai Oedo14). Ces trois éprouvettes ont été chargées jusqu'à la contrainte verticale in-situ (2,4 MPa) et puis saturées et laissées gonfler librement dans la direction verticale. Notons que la cellule de l'essai Gonf9 n'a pas de mesure de pression latérale, et les cellules des essais Oedo14 et Oedo15 l'ont. Dans cette partie, on considère seulement le gonflement dans le sens vertical, et l'évolution de la pression latérale lors de la saturation sera présentée dans la section 4.2.2.

Trois courbes de compressibilité des trois essais présentés ci-dessus sont montrées sur la Figure 4-4. On voit que les trois valeurs de σ_s sont assez proches : 4,7 MPa (θ = 0°, Oedo9) ; 4,6 MPa (θ = 90°, Oedo14) ; 5,1 MPa (θ = 0°, Oedo15). La pression de gonflement dans la direction perpendiculaire au litage est plus élevée que celle dans la direction parallèle au litage. On peut également vérifier la répétabilité de ce type d'essai via deux courbes de compressibilité de l'essai Gonf9 et l'essai Gonf15 (θ = 0°).

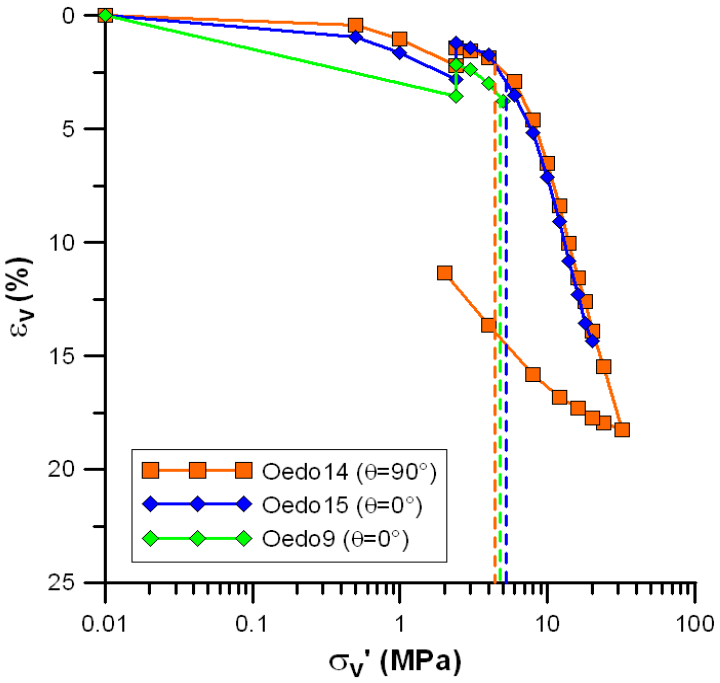


Figure 4-4 : Courbes de compressibilité de deux types d'éprouvettes (θ = 0°, 45°) selon la méthode « pré-gonflement ».

4.2.1.4. Synthèse sur les essais de gonflement

Toutes les valeurs de σ_s déterminées à partir de dix essais (par deux méthodes « non-gonflement » et « pré-gonflement ») sont présentées dans le Tableau 4-1. Dans ce tableau, l'indice des vides (e) de chaque éprouvette déterminé avant la saturation est aussi indiqué.

Tableau 4-1: Pression de gonflement (σ_s) dans le sens vertical déterminée par trois méthodes : « non-gonflement » en basse pression, « non-gonflement » en haute pression, « pré-gonflement ».

Essai	σ_s (MPa)	e (-)	θ (°)
Gonf1	0.85	0.63	90
Oedo14	4.6	0.61	90
Gonf2	2.75	0.54	45
Gonf4	0.7	0.62	45
Gonf5	0.8	0.60	45
Gonf6	0.95	0.61	0
Gonf7	3.9	0.59	0
Oedo9	4.7	0.56	0
Gonf3	1.15	0.59	0
Oedo15	5.1	0.54	0

e : indice des vides avant la saturation.

Afin de connaitre plus clairement l'influence de l'orientation du litage sur σ_s, les valeurs de σ_s dans le tableau ci-dessus sont tracées en fonction de l'angle θ (Figure 4-5). Deux zones séparées sont trouvées qui correspondent à deux séries d'essai différentes : en haute pression et en basse pression. On constate que les essais de gonflement en haute pression permettent de mieux mettre en évidence l'anisotropie du gonflement. Autrement dit, à faible contrainte, le gonflement du sol peut effacer l'anisotropie du matériau.

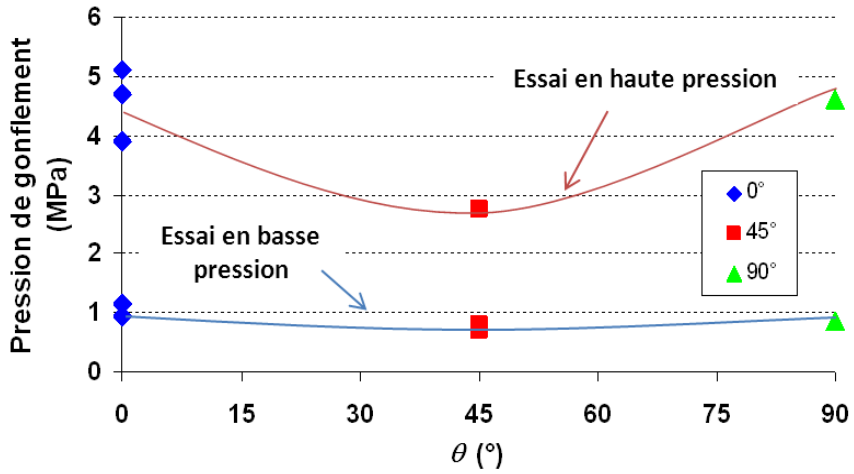


Figure 4-5 : Pressions de gonflement de l'argile de Boom mesurées dans les essais « non-gonflement » en basse pression et en haute pression en fonction de l'angle θ

4.2.2. Pression de gonflement mesurée par le capteur de pression

4.2.2.1. Gonflement sous contrainte verticale constante

La pression de gonflement est mesurée sur deux types d'éprouvettes en cellule oedométrique : θ = 0° (essais Oedo5 et Oedo15), et θ = 90° (essai Oedo14). Rappelons que le capteur de pression utilisé dans l'essai Oedo5 est du type MEAS, et celui de l'essai Oedo14 et Oedo15 est du type KYOWA. Dans ces trois essais, la contrainte verticale est maintenue à 2,4 MPa lors de la saturation. Les évolutions des pressions axiale et latérale avant et pendant la phase de saturation sont montrées sur la Figure 4-6.

Pour l'essai Oedo5 (Figure 4-6a), bien que l'éprouvette soient chargée par paliers : σ_v = 0,25 MPa → 0,5 MPa → 1,0 MPa → 2,4 MPa, la pression latérale avant la saturation ne varie pas significativement et la valeur de σ_h reste autour de 1,0 MPa (qui est aussi la valeur initiale lors du serrage du capteur au début de l'installation). Quand l'éprouvette est mise en contact avec l'eau synthétique, la pression latérale monte rapidement jusqu'à 2,8 MPa (après 24h). Ceci peut être expliqué par le contact entre la surface du capteur et de l'éprouvette : grâce à la présence d'eau, la pression est plus homogène et mieux transmise à la surface du capteur. A cause de l'indifférence de la réponse de ce capteur avant la saturation, les mesures de σ_h dans cette phase ne sont pas considérées comme fiables.

Quant aux essais Oedo14 et Oedo15 (Figure 4-6b, c respectivement), la réponse du capteur avant la phase de saturation est plus claire. L'éprouvette de l'essai Oedo14 est chargée par paliers : σ_v = 0,5 MPa → 1,0 MPa → 2,4 MPa, il y a donc trois paliers de pression latérale avant la saturation (Figure 4-6). Quand σ_v = 0,5 MPa et 1,0 MPa, la valeur de pression latérale varie peu, et se trouve autour de 0,5 MPa (valeur initiale suite à l'installation du capteur). Quand σ_v = 2,4 MPa, σ_h augmente jusqu'à 1,9 MPa puis diminue légèrement à 1,67 MPa. Lorsque l'éprouvette est saturée, la pression latérale atteint la valeur stable de 5,28 MPa après 24h.

L'éprouvette de l'essai Oedo15 est chargée par paliers : 0,5 MPa → 1,0 MPa → 2,4 MPa. Au début de la phase de reconsolidation (σ_v = 0,1 MPa), comme le capteur n'était pas en bon contact avec l'éprouvette, la pression latérale est presque zéro (voire légèrement négative). Le capteur de pression latérale était donc resserré deux fois. C'est la raison pour laquelle entre le temps du début jusqu'à t = 15 h, la pression latérale augmentait deux fois (Figure 4-6). A partir du temps t = 15 h, le palier de σ_v = 0,5 MPa a commencé. A la valeur σ_v = 2,4 MPa, σ_h atteint une valeur à peu près stable d'environ 3,4 MPa. Lors de la saturation, la pression latérale se stabilise autour de 5,4 MPa après 24h.

En comparant les essais Oedo14 (θ = 90°) et Oedo15 (θ = 0°), on voit que les deux valeurs de pressions latérales totales σ_h mesurées après la mise en contact avec l'eau sont très proches (5,4 MPa et 5,28 MPa respectivement). Ceci suggère qu'il n'y a pas l'effet de l'anisotropie inhérente sur la pression totale dans ce cas. En revanche, si l'on prend la différence entre la pression latérale avant et à la fin de la saturation $\Delta\sigma_h$, l'éprouvette θ = 90° a une valeur de $\Delta\sigma_h$ = 3,61 MPa, nettement plus grande que $\Delta\sigma_h$ = 2 MPa de l'éprouvette θ = 0°. Cette observation est logique car pour l'éprouvette θ = 90°, la pression de gonflement latérale correspond au gonflement dans la direction perpendiculaire au litage. De plus, la valeur $\Delta\sigma_h$ = 2 MPa mesurée par le capteur KYOWA est en bon accord avec $\Delta\sigma_h$ = 1,85 MPa mesurée dans l'essai Oedo5 à l'aide du capteur MEAS.

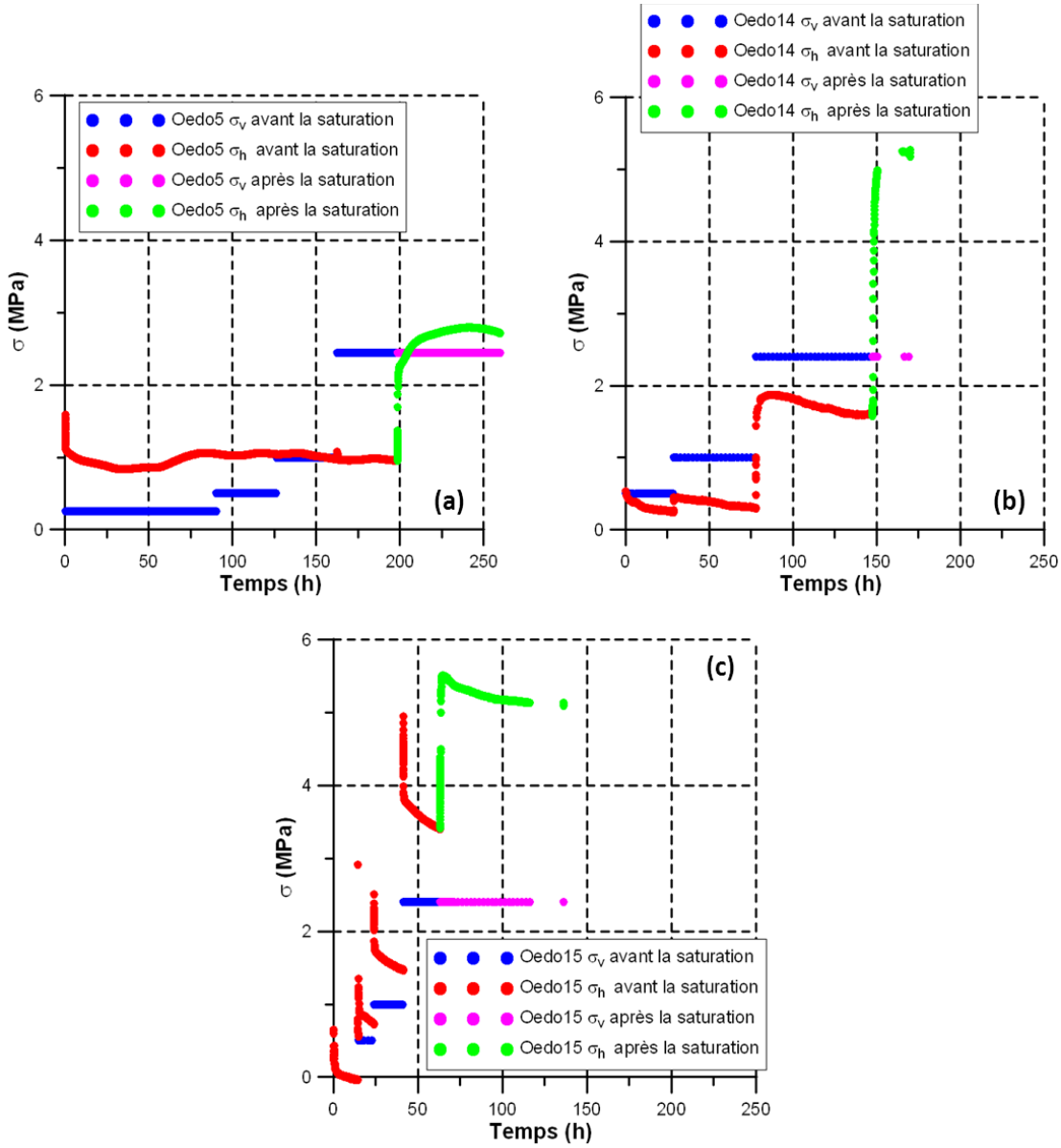


Figure 4-6 : Contrainte avant et après la re-saturation dans les trois essais oedométriques : (a) Oedo5 (θ = 0°), (b) Oedo14 (θ = 90°), (c) Oeod15 (θ = 0°).

4.2.2.2. Gonflement empêché

Traditionnellement, la méthode « gonflement empêché » est appliquée avec la technique de la déformation contrôlée (Azam et al., 2000; Hoffmann et al., 2007; Tripathy et al., 2004). La pression de gonflement vertical est souvent mesurée à l'aide d'un capteur de force (Aiban, 2006; Hoffmann et al., 2007; Lloret et al., 2003; Tang et al., 2011a).

Dans cette étude, afin d'étudier la pression de gonflement dans deux directions de l'éprouvette en même temps, on a réalisé des essais oedométriques sous presse en utilisant la cellule oedométrique modifiée sur deux types d'éprouvettes : θ = 0° (Oedo10, Oedo11, Oedo19, Oedo20) et θ = 90° (Oedo12, Oedo13, Oedo17, Oedo18). Ces huit éprouvettes étaient re-saturées sous différentes contraintes verticales σ_v pour observer l'effet de σ_v initiale (avant la re-saturation) sur la pression de gonflement. Notons que, quand l'éprouvette est chargée jusqu'à une contrainte σ_v voulue, avant de saturer, la presse est arrêtée pendant au moins 24h pour la stabilisation. Pendant ce temps, suite à relaxation de la presse, les contraintes latérale et axiale diminuent. Les évolutions des contraintes axiale et radiale de ces essais sont présentées sur la Figure 4-7 (θ = 0°) et Figure 4-8 (θ = 90°). Le point commun de ces évolutions est que la pression de gonflement latérale totale σ_h est toujours plus grande que celle axiale σ_v. De plus, lorsque l'eau synthétique est injectée dans l'éprouvette, la valeur de σ_h augmente très vite jusqu'à une valeur maximale et puis diminue légèrement vers une valeur stable environ 24h après la saturation. En revanche, pour σ_v, dans la plupart des cas, une fois que σ_v atteint sa valeur maximale, on ne constate pas ensuite la petite chute de pression après 24h de saturation. Cette différence de gonflement dans les deux directions crée un déviateur négatif $q = \sigma_v - \sigma_h$. Les valeurs de contraintes axiale et latérale avant et après la saturation ainsi que la différence entre elles sont déterminées et regroupées dans le Tableau 4-3.

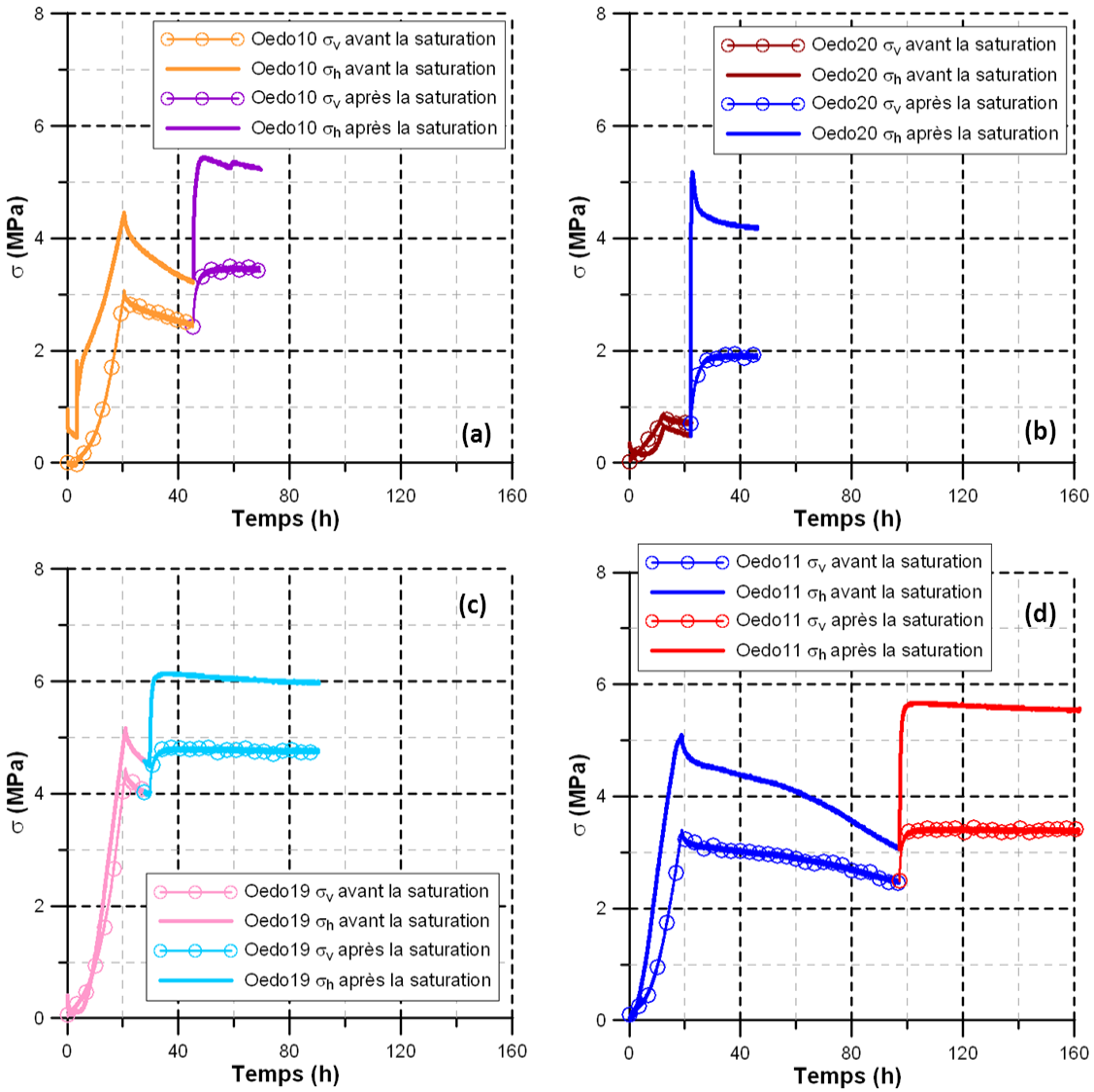


Figure 4-7 : Contraintes verticale (σ_v) et latérale (σ_h) avant et après la re-saturation de quatre éprouvettes perpendiculaires au litage: (a) Oedo10, (b) Oedo20, (c) Oeod19, (d) Oedo11.

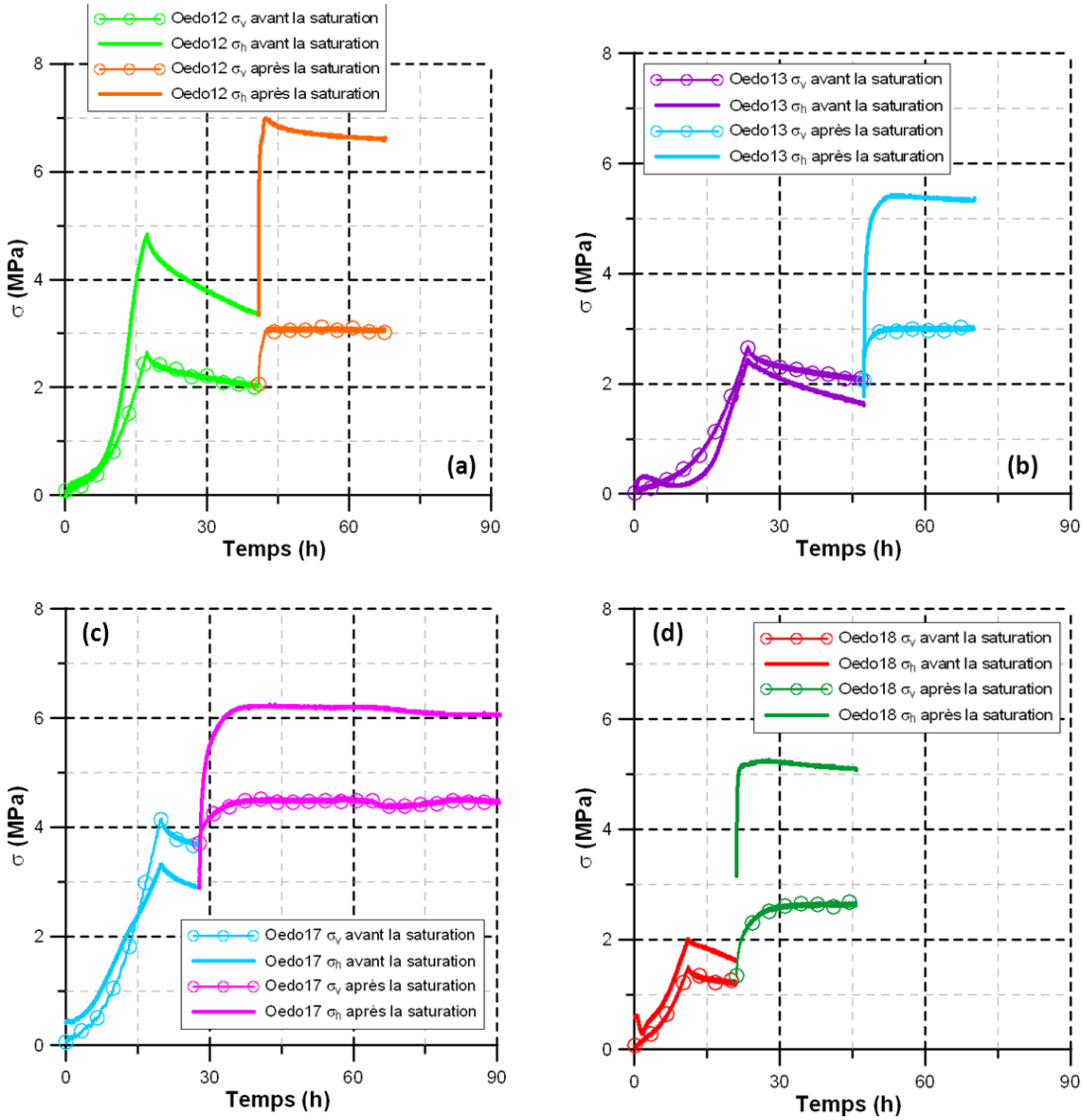

Oedo12 σv avant la saturation
Oedo12 σh avant la saturation
Oedo12 σv après la saturation
Oedo12 σh après la saturation
(a)
σ (MPa)
Temps (h)
Oedo13 σv avant la saturation
Oedo13 σh avant la saturation
Oedo13 σv après la saturation
Oedo13 σh après la saturation
(b)
(c)
Oedo17 σv avant la saturation
Oedo17 σh avant la saturation
Oedo17 σv après la saturation
Oedo17 σh après la saturation
(d)
Oedo18 σv avant la saturation
Oedo18 σh avant la saturation
Oedo18 σv après la saturation
Oedo18 σh après la saturation

Figure 4-8 : Contraintes verticale (σ_v) et latérale (σ_h) avant et après la re-saturation de quatre éprouvettes parallèles au litage: (a) Oedo12, (b) Oedo13, (c) Oeod17, (d) Oedo18.

4.2.3. Influence du gonflement sur la microstructure

Afin de comprendre l'effet du gonflement sur la microstructure, trois états d'échantillon (situés à r = 19,4 m) ont été préparés : (i) naturel, (ii) consolidé à σ_v = 2,4 MPa, (iii) re-saturé sous σ_v = 2,4 MPa. Ces échantillons ont ensuite servis aux observations microstructurales (porosimétrie au mercure et microscope électronique à balayage). Les caractéristiques de ces échantillons sont présentées dans le Tableau 2-4.

4.2.3.1. Porosimétrie au mercure

La distribution de la taille des pores des trois échantillons (prélevés à r = 19,4 m) est montrée sur la Figure 4-9. La courbe de distribution de l'échantillon situé à r = 9,2 m (la zone intacte) discutée dans le chapitre 3 (Figure 3-6) est également présentée sur la Figure 4-9 pour comparer. Pour l'échantillon à l'état naturel (r = 19,4 m), il y a seulement une famille des pores de 80 nm, qui est en bon accord avec celle de l'échantillon situé à r = 9,2 m. Quant à l'échantillon consolidé à σ_v = 2,4 MPa, cette famille de pores diminue légèrement (70 nm). Dans ces deux cas, il n'y a quasiment pas de pores de 1 μm à 5 μm. Pour l'échantillon saturé sous σ_v = 2,4 MPa, comme il a gonflé, la famille de pores principale qu'on a observée à l'état naturel (80 nm) a donc légèrement augmenté (90 nm). De plus, le changement de la microstructure est identifié par la présence de la famille des pores secondaire (macropores) dont le diamètre est de 10 μm à 100 μm. Suite au gonflement, il y a aussi des pores dont le diamètre est entre 1 μm et 5 μm. Mais la présence de ces pores n'est pas aussi marquée que celle des pores de 10 μm à 100 μm.

Considérons la courbe de l'indice des vides d'intrusion e_m, la valeur maximale de e_m est toujours inférieure à celle de l'indice des vides globale e de l'échantillon (même conclusion observée dans le chapitre 3). On constate également que la valeur de e_m de l'échantillon saturé sous σ_v = 2,4 MPa est la plus grande parmi les valeurs des quatre échantillons considérés. Ceci est expliqué par le gonflement des feuillets d'argile.

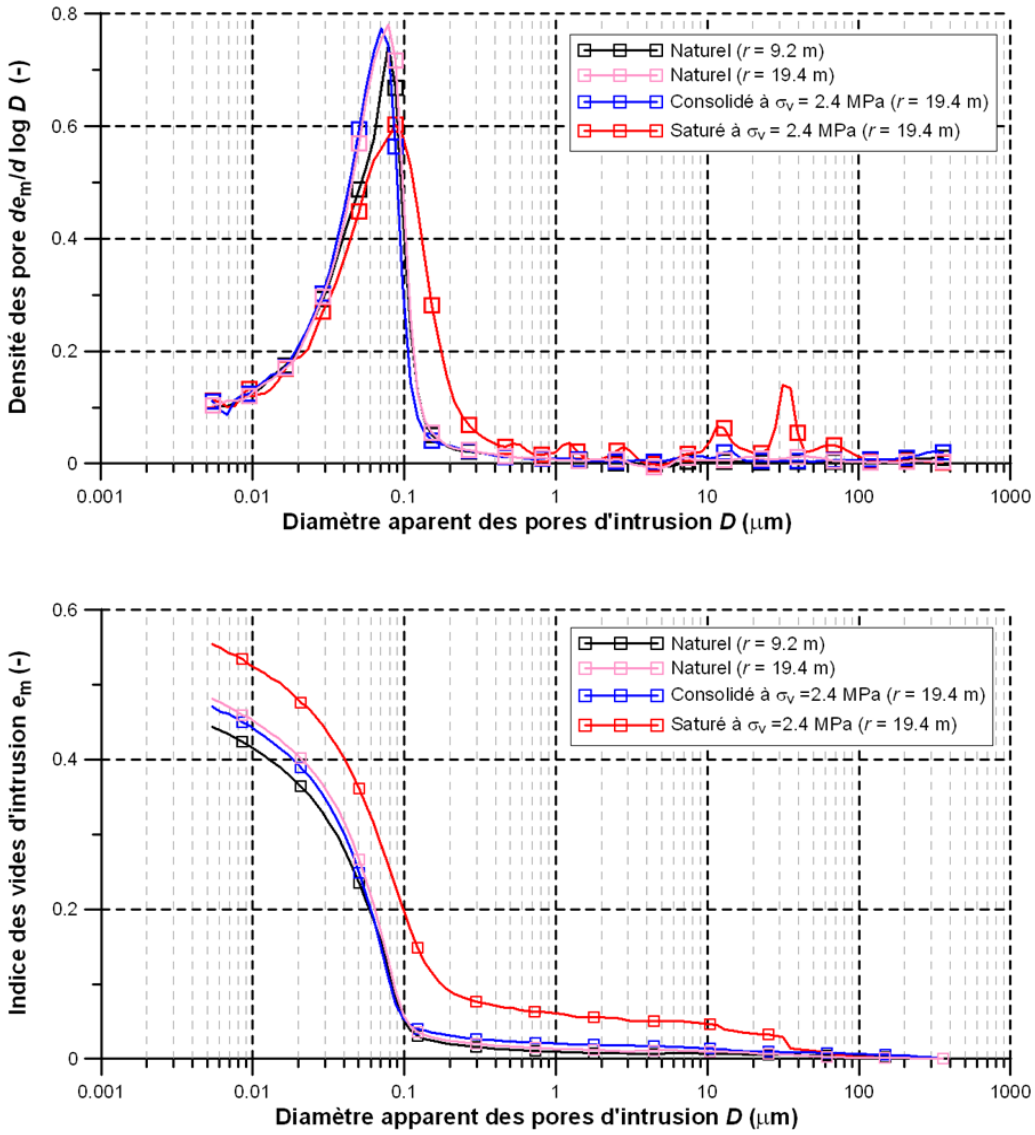

Densité des pore de_m/d log D (-)
Diamètre aparent des pores d'intrusion D (μm)
Naturel (r = 9.2 m)
Naturel (r = 19.4 m)
Consolidé à σ_v = 2.4 MPa (r = 19.4 m)
Saturé à σ_v = 2.4 MPa (r = 19.4 m)
Indice des vides d'intrusion e_m (-)
Diamètre apparent des pores d'intrusion D (μm)
Naturel (r = 9.2 m)
Naturel (r = 19.4 m)
Consolidé à σ_v =2.4 MPa (r = 19.4 m)
Saturé à σ_v =2.4 MPa (r = 19.4 m)

Figure 4-9 : Porosimétrie au mercure de l'argile de Boom à trois états différents : naturel, consolidé à σ_v = 2,4 MPa et re-saturé sous σ_v = 2,4 MPa.

4.2.3.2. Microscope électronique à balayage (MEB)

Pour compléter la porosimétrie au mercure, les photos de MEB (vue perpendiculaire et parallèle au litage) sont prises pour les échantillons dans deux états : consolidé à σ_v = 2,4 MPa (puis déchargé rapidement pour récupérer l'éprouvette et préparé pour observation) et saturé sous σ_v = 2,4 MPa (puis déchargé rapidement pour récupérer l'éprouvette et préparer ensuite pour l'observation). Rappelons que la définition des vues perpendiculaire et parallèle au litage était faite dans le chapitre 2 (Figure 2-11).

A l'état consolidé à σ_v = 2,4 MPa, quatre photos ont été prises : deux vues parallèles au litage (dimensions 2300 x 1750 μm et 230 x 175 μm) ; deux vues perpendiculaires au litage (dimensions 2660 x 2050 μm et 270 x 210 μm). Selon la Figure 4-10 et la Figure 4-11, seuls les plans du litage et les feuillets d'argiles superposés sont identifiés - il n'y a pas de fissures détectées.

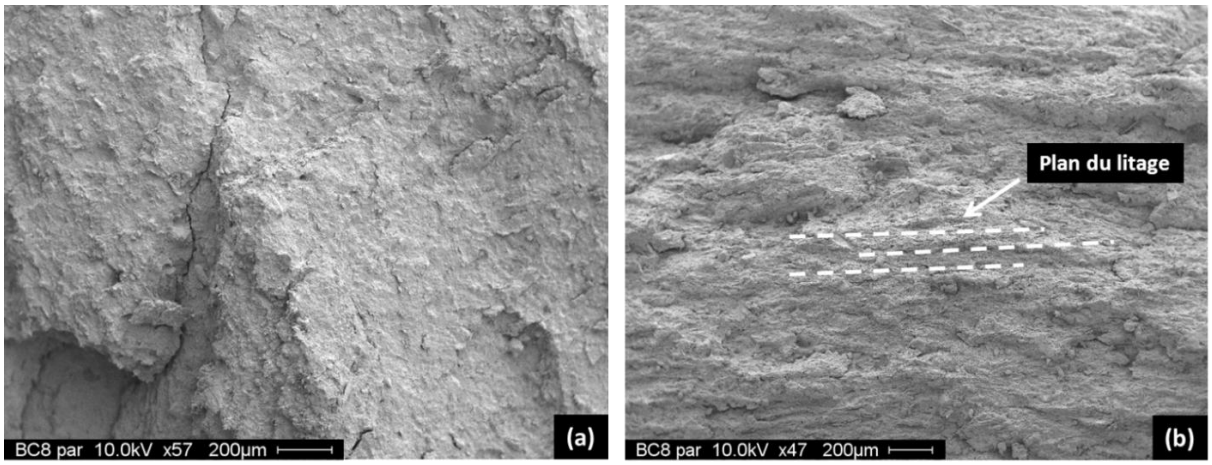


Figure 4-10 : Photos de MEB de l'éprouvette prélevée à *r* = 19,4 m, consolidée à σ_v = 2,4 MPa : (a) vue parallèle au litage (2300 x 1750 μm) ; (b) vue perpendiculaire au litage (2660 x 2050 μm)

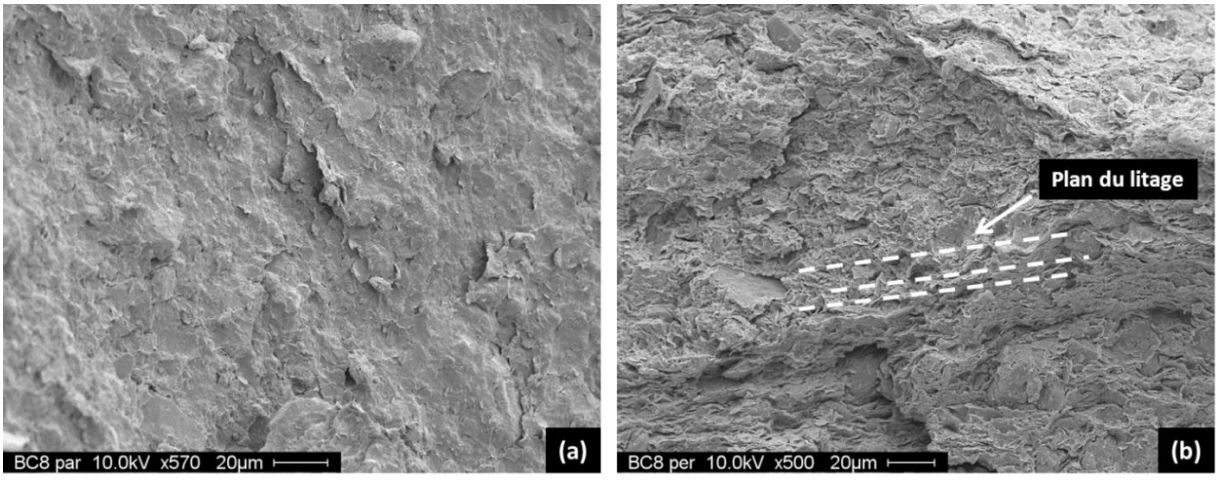


Figure 4-11 : Photos de MEB de l'éprouvette prélevée à *r* = 19,4 m, consolidée à σ_v = 2,4 MPa : (a) vue parallèle au litage (230 x 175 μm) ; (b) vue perpendiculaire au litage (270 x 210 μm)

Pour l'échantillon saturé sous σ_v = 2,4 MPa, quatre photos ont été pareillement prises : deux vues parallèles au litage (dimensions 1900 x 1530 μm et 270 x 210 μm) ; deux vues perpendiculaires au litage (dimensions 2640 x 2140 μm et 620 x 480 μm). Grâce aux vues perpendiculaires au plan du

litage (Figure 4-12a, Figure 4-13a), les fissures dont la taille est de 30 μm – 50 μm et parallèles au litage sont trouvées. Cette observation confirme les résultats obtenus par la porosimétrie au mercure. Une remarque peut donc être faite : s'il y a des fissures dans la matrice d'argile (soit due au gonflement, soit due à l'excavation de la galerie), ces fissures sont parallèles au litage, autrement dit les feuilles d'argile ont tendance à s'éloigner entre eux. Les traces du plan du litage et les feuillets d'argile sont aussi bien observés dans les vues dans deux directions, perpendiculaire et parallèle au litage.

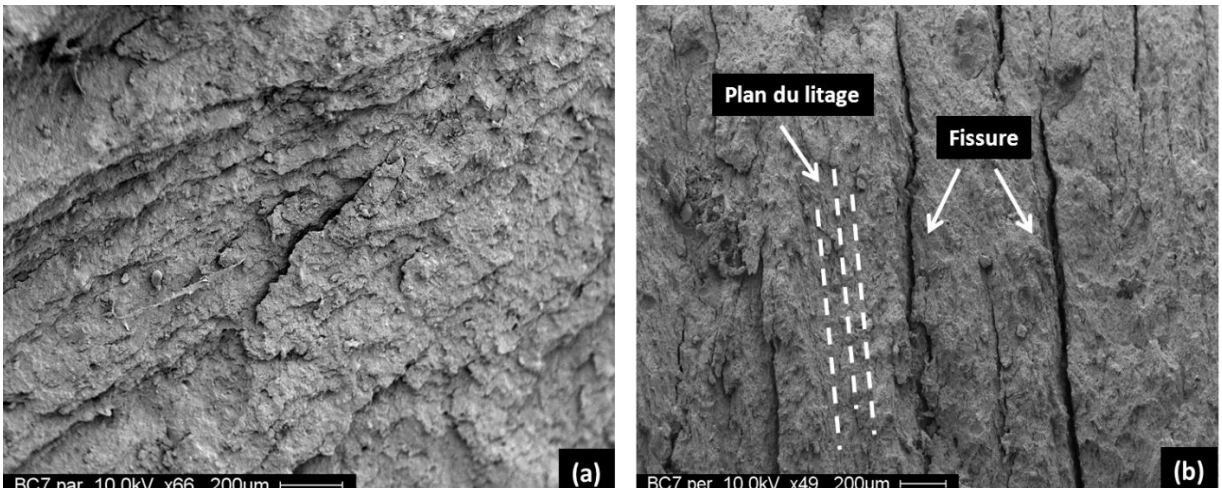


Figure 4-12 : Photos de MEB de l'éprouvette prélevée à *r* = 19,4 m, saturée sous σ_v = 2,4 MPa : (a) vue parallèle au litage (1990 x 1530 μm) ; (b) vue perpendiculaire au litage (2640 x 2140 μm).

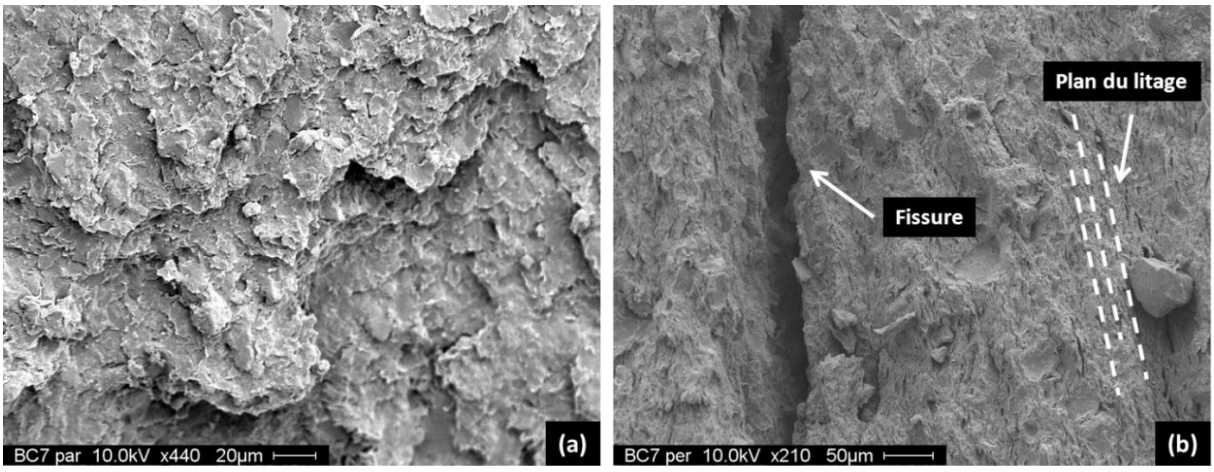


Figure 4-13 : Photos de MEB de l'éprouvette prélevée à *r* = 19,4 m, saturée sous σ_v = 2,4 MPa : (a) vue parallèle au litage (270 x 210 μm) ; (b) vue perpendiculaire au litage (620 x 480 μm).

4.3. Comportement mécanique après la re-saturation

Le comportement mécanique après la saturation est étudié en contrôlant la contrainte avec le bâti oedométrique ou en contrôlant le déplacement avec la presse (vitesse de déplacement axial contrôlée à 0,001 mm/min). Les caractéristiques des éprouvettes étudiées sont présentées dans le Tableau 2-9.

4.3.1. Méthode « contrainte contrôlée » en cellule oedométrique

4.3.1.1. Courbe de compressibilité (e -logσ_v')

Les courbes de compressibilité de trois types d'éprouvettes (θ = 0°, θ = 45°, θ = 90°) sont présentées sur les Figure 4-14a, b, c respectivement. La carotte de l'éprouvette θ = 0°, prélevée en 2007, se trouve loin de la galerie (r = 20,1 m – 21,4 m). Quant aux éprouvettes θ = 45° et θ = 90°, elles viennent d'une même carotte forée en 2006 et situées plus proche de la galerie (r = 4,77 m – 5,97 m). Notons que seuls les résultats de la phase après la saturation de l'éprouvette sont considérés, c'est-à-dire que les points de commencement de ces courbes correspondent au moment où la saturation est terminée (à σ_v' = 2,4 MPa). Notons que chaque essai oedométrique haute pression avec deux cycles de chargement/déchargement dure environ 3 mois.

Les cycles de chargement/déchargement des trois types d'éprouvette montrent un comportement commun. Les pentes de ces courbes sont comparables. En observant la Figure 4-14a, il nous semble que l'éprouvette de l'essai Oedo1 est plus comprimée que celle de l'essai Oedo5. Notons que les états initiaux (après la saturation) de ces deux éprouvettes ne sont pas proches (indices de vides différents). Les courbes des essais Oedo1 et Oedo15 sont en bon accord avec une même pente de compressibilité. Si l'on examine l'évolution de la déformation volumique ε_v (ε_v initiale enfin de la saturation est prise égale à 0%) en fonction de la contrainte σ_v', on voit que la compressibilité des trois éprouvettes se ressemblent.

Deux essais oedométriques sur l'éprouvette inclinée 45° au litage sont comparés sur la Figure 4-15b. Cette fois, les états initiaux des deux éprouvettes sont pareils. On peut donc apprécier la répétabilité de l'essai bien que les paliers de chargement/déchargement de ces deux essais ne soient pas exactement les mêmes. En considérant les deux essais sur des éprouvettes à θ = 90° (Figure 4-15b), on identifie des pentes identiques sur deux courbes de compressibilité.

Les résultats des trois essais Oedo1, Oedo2, Oedo3 ont été choisis pour analyser les paramètres de compressibilité à partir des courbes oedométriques (e - logσ_v). En effet, on peut déterminer l'indice de compression (C_c) et l'indice de gonflement (C_s) en utilisant l'équation (2.8) (Chapitre 2) pour quelques paliers de chargement/déchargement : le chargement de 4 MPa à 16 MPa (C_{c1}), le déchargement de 16 MPa à 4 MPa (C_{s2}), le chargement de 4 MPa à 32 MPa (C_{c3}), le déchargement de 32 MPa à 4 MPa (C_{s4}). Les valeurs des paramètres de compressibilité sont présentées dans le Tableau 4-2. On voit que ces valeurs sont assez proches.

Tableau 4-2 : Indice de compression C_c et de gonflement C_s des trois types d'éprouvettes.

	$\theta = 0°$	$\theta = 45°$	$\theta = 90°$
$\boldsymbol{C_{c1}}$	0.339	0.337	0.346
$\boldsymbol{C_{s2}}$	0.105	0.075	0.070
$\boldsymbol{C_{c3}}$	0.272	0.292	0.283
$\boldsymbol{C_{s4}}$	0.113	0.091	0.086

A partir des valeurs dans le Tableau 4-2, les paramètres de compressibilité sont tracées en fonction de l'angle θ. Pour l'indice de compression C_c, il est presque constant. Quant à l'indice de gonflement C_s, il y a une petite diminution lorsque l'angle θ augmente. Cela montre que l'éprouvette parallèle au litage est légèrement moins compressible que celle perpendiculaire et incliné 45° au litage. Mais globalement, la différence entre ces valeurs de C_s est négligeable.

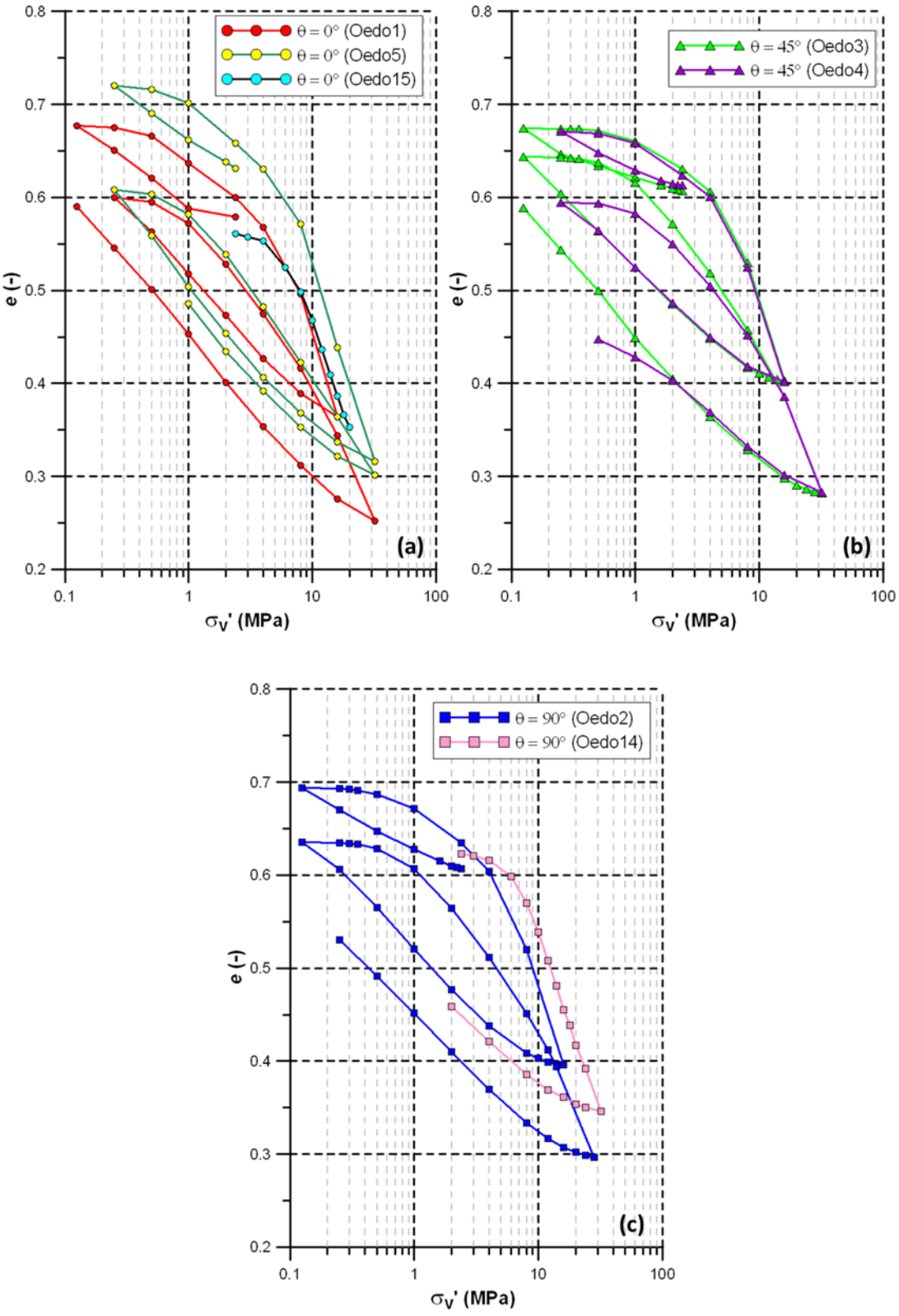


Figure 4-14 : Courbes oedométriques (e - logσ_v') de trois types d'éprouvettes différentes : (a) θ = 0°, (b) θ = 45°, (c) θ = 90°.

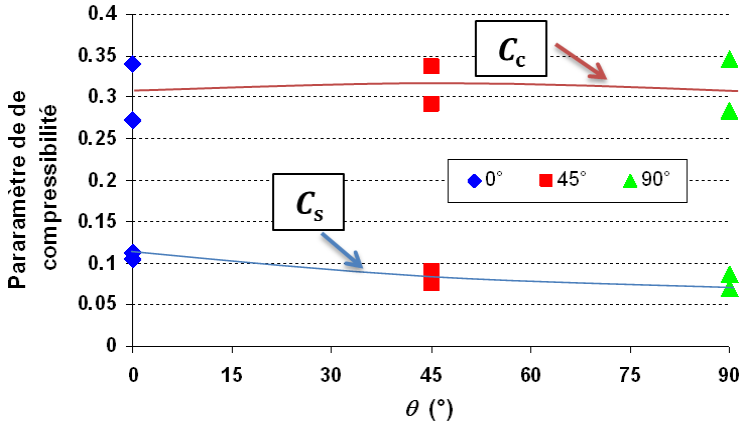


Figure 4-15 : Paramètres de compressibilité (indice de compression C_c et de gonflement C_s)

A partir de ces résultats oedométriques, on conclue que l'effet de l'anisotropie inhérente ou de l'orientation de l'éprouvette ne joue pas un rôle significatif sur les paramètres de la compressibilité (C_c et C_s). Cette observation semble être contradictoire avec les expériences sur le comportement anisotrope de l'argile de Boom. Ce désaccord peut être dû à la difficulté graphique en déterminant les paramètres de compressibilité, aux différents niveaux de perturbation de l'éprouvette pendant la phase de préparation ou de l'excavation, et à la difficulté de distinguer la consolidation primaire et secondaire (selon Cui et al., 2009). D'un autre côté, il se peut que l'anisotropie inhérente ne puisse pas être mise en évidence par les paramètres de compressibilité car cette anisotropie initiale est modifiée après avoir chargé au-delà de la pression de pré-consolidation.

4.3.1.2. Evolution de la pression latérale au cours de l'essai oedométrique

L'évolution de la contrainte verticale et radiale pendant l'essai oedométrique par paliers (Essais Oedo5, Oedo14, Oedo15) est présentée sur la Figure 4-16. Dès que les contraintes axiales sont appliquées, la contrainte latérale mesurée par le capteur MEAS ou KYOWA augmente tout de suite à une valeur de pic et puis diminue rapidement. Pour cette raison, au début de chaque palier de σ_h correspondant à un palier de σ_v , il y a toujours un petit pic de σ_h suivi de la diminution et stabilisation. A partir des mesures de σ_h, on peut calculer le déviateur q et la contrainte moyenne p' (comme dans un essai triaxial). Les résultats de trois essais oedométriques avec la cellule modifiées (après la saturation) sur les deux types d'éprouvettes ($\theta = 0°$ et $\theta = 90°$) sont présentés dans quatres plans (p' – q), (ε_a - q), (p' - ε_v), (p'-σ_h'/σ_v') (Figure 4-17). Sur cette figure, la surface de charge extérieure selon le modèle dévelopé par Hong (2013) est également tracée afin d'estimer l'état de contraintes de l'éprouvette suite à la re-saturation.

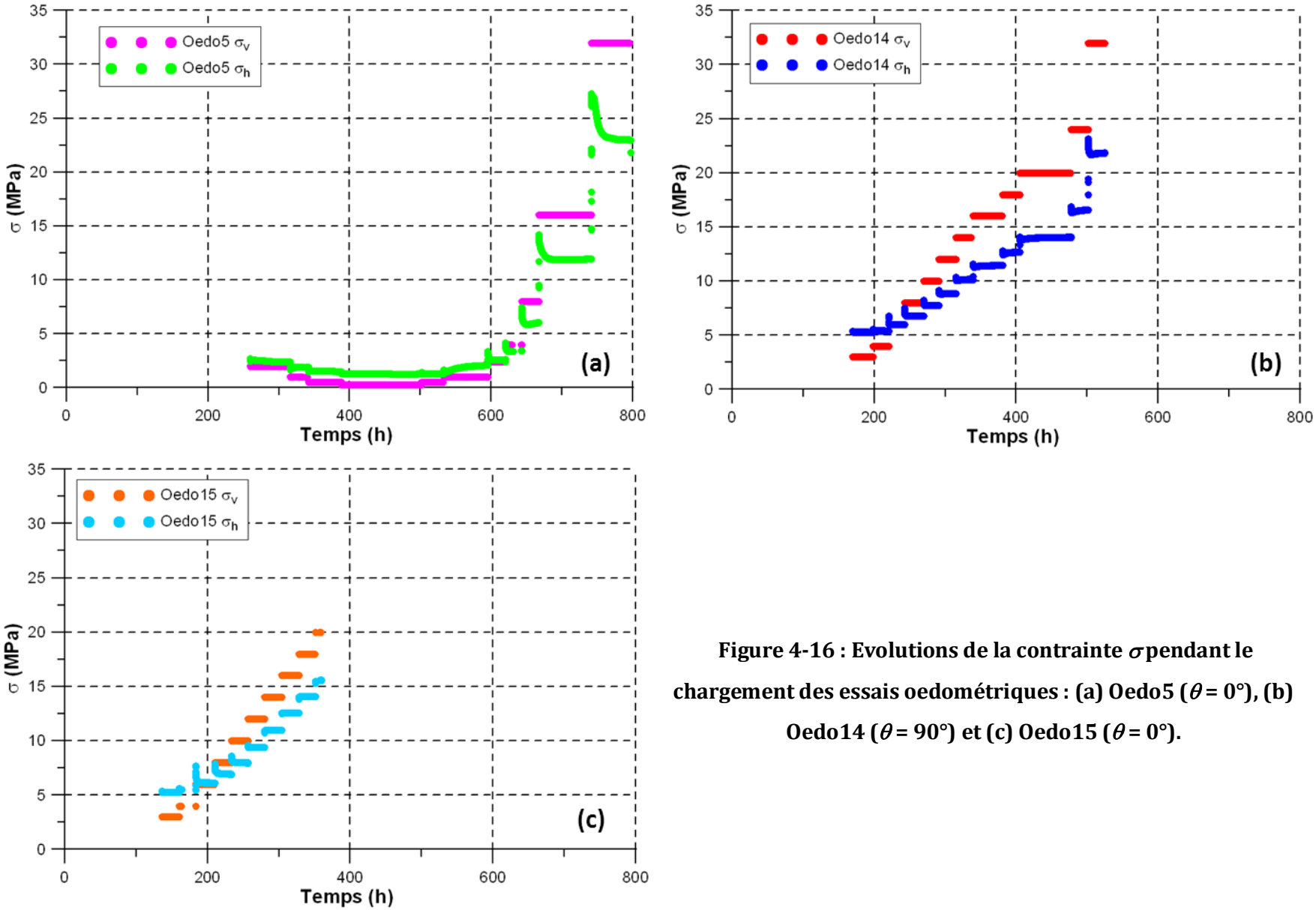


Figure 4-16 : Evolutions de la contrainte σ pendant le chargement des essais oedométriques : (a) Oedo5 (θ = 0°), (b) Oedo14 (θ = 90°) et (c) Oedo15 (θ = 0°).

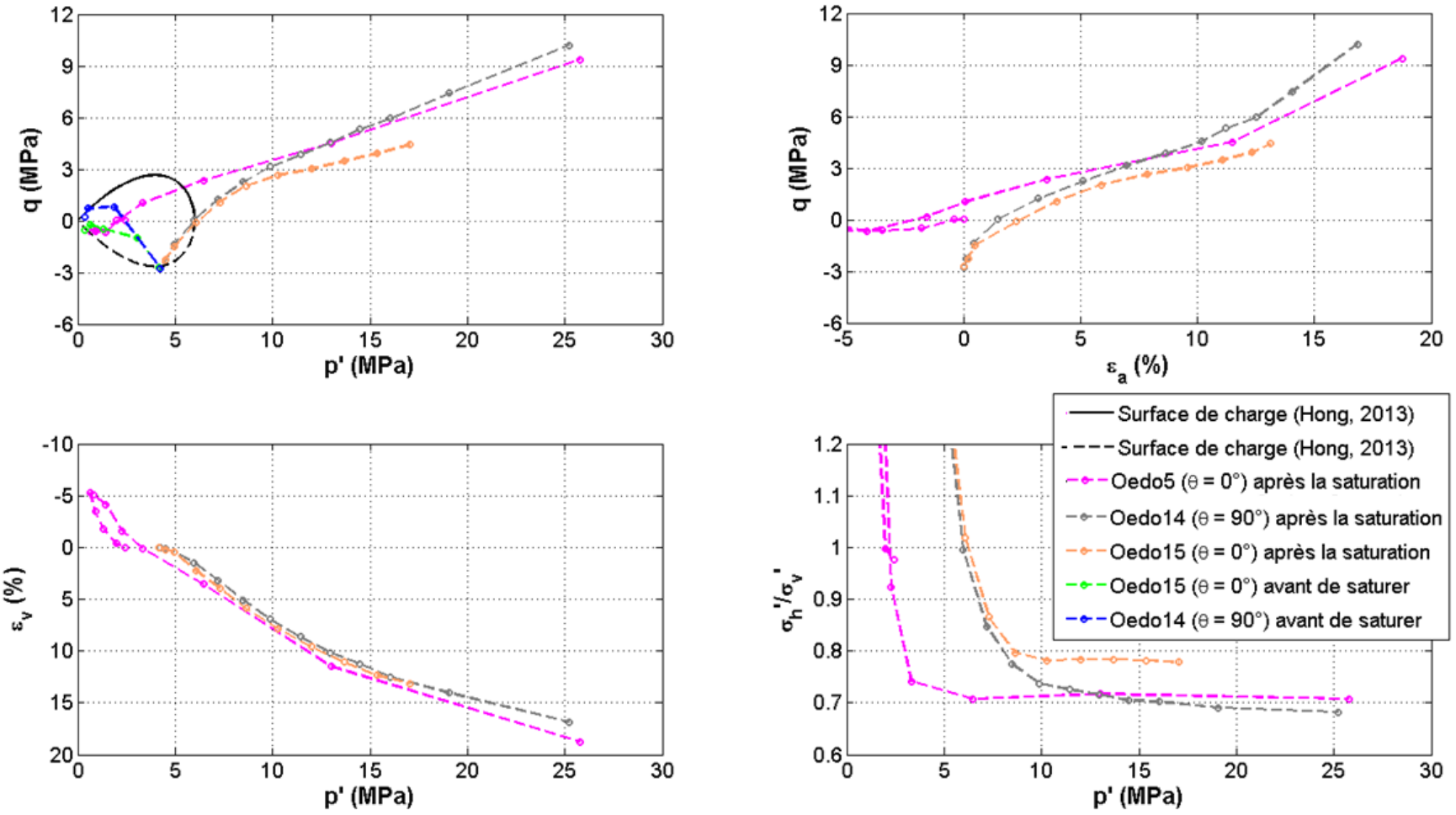

q (MPa)
p' (MPa)
q (MPa)
ε_a (%)
ε_v (%)
p' (MPa)
σ_h'/σ_v'
p' (MPa)
Surface de charge (Hong, 2013)
Surface de charge (Hong, 2013)
Oedo5 (θ = 0°) après la saturation
Oedo14 (θ = 90°) après la saturation
Oedo15 (θ = 0°) après la saturation
Oedo15 (θ = 0°) avant de saturer
Oedo14 (θ = 90°) avant de saturer

Figure 4-17 : Résultats des trois essais oedométriques sur deux types d'éprouvettes (θ = 0° et θ = 90°) en contrôlant la contrainte axiale.

Dans le plan (p' – q), on voit que la re-saturation a modifié significativement l'état de l'éprouvette (q devient négatif). Comme les mesures de σ_h dans l'essai Oedo5 avant la re-saturation ne sont pas fiables (voir paragraphe 4.2.2.1), seules les courbes avant la re-saturation des essais Oedo14 et Oedo15 sont présentées. A cause de l'état intial différent après la re-saturation, la valeur de contrainte moyenne (p') de l'éprouvette Oedo5 après la saturation sous 2,41 MPa se trouve loin de celle des éprouvettes Oedo14 (4,25 MPa) et Oedo15 (4,2 MPa). Notons que l'éprouvette de l'essai Oedo5 et celle de l'Oedo15 ont la même orientation (θ = 0°). Ce décalage peut être expliqué par le fait que la pression latérale de l'essai Oedo5 est mesurée par le capteur MEAS et celles des essais Oedo14 et Oedo15 sont mesurées par le capteur KYOWA, et/ou par la différence de perturbation des éprouvettes (l'éprouvette Oedo5 se trouve dans la zone endommagée près de la galerie). On constate ensuite que le chemin de contrainte de l'éprouvette Oedo5 ont tendance à s'approcher de celui de l'éprouvette Oedo14 (θ = 90°). Afin de comprendre l'effet de l'anisotropie inhérente et d'éviter d'autres paramètres qui peuvent influencer les analyses, on se focalise sur les courbes des essais Oedo14 (θ = 90°) et Oedo15 (θ = 0°). On observe donc plus clairement l'effet de l'orientation de l'éprouvette sur le chemin de contrainte. Lorsque le chemin de contrainte reste encore dans la surface de charge initiale, les comportements de ces deux éprouvettes se ressemblent. Quand le chemin de contrainte commence à sortir de la surface de charge initiale, les deux courbes deviennent linéaires et commencent à s'écarter. A ce stade, la courbe de l'éprouvette parallèle au litage (θ = 90°) a une pente plus importante que celle de l'éprouvette perpendiculaire au litage (θ = 0°).

Dans le plan (ε_a - q), comme l'éprouvette Oedo5 était déchargée après être saturée, on voit donc que la déformation axiale de l'éprouvette Oedo5 diminue (par paliers) et devient négative. En comparant les essais Oedo14 et Oedo15, on constate que le déviateur de l'éprouvette parallèle au litage est plus grand que celui de l'éprouvette perpendiculaire au litage. Cela montre que le sol parait plus rigide dans la direction parallèle au litage que dans la direction perpendiculaire au litage.

Dans le plan (p' - ε_v), les trois courbes de compressiblité apparaissent très proches, et l'effet de l'anisotropie inhérentes ne se voit pas clairement. Ce phénomène est en accord avec celui qu'on a décrit dans le paragraphe précédent (4.3.1.1).

La variation du rapport σ_h' /σ_v' avec la contrainte moyenne est aussi montrée sur Figure 4-17. Quand le chemin de contrainte reste encore dans la surface de charge initiale, le rapport σ_h' /σ_v' diminue très vite. Par exemple, pour l'éprouvette Oedo5, ce rapport diminue de 3,46 (p' = 0,66 MPa)

à 0,92 (p' = 2,28 MPa) puis à 0,74 (p' = 3,31 MPa) ; pour l'éprouvette Oedo14, ce rapport dimunue de 2,16 (p' = 4,25 MPa) à 0,85 (p' = 7,19 MPa) ; pour l'éprouvette Oedo15, ce rapport diminue de 2,12 (p' = 4,2 MPa) à 0,87 (p' = 7,29 MPa). En raison de la différente valeur de p' initiale (après la re-saturation), il y a un décalage entre la courbe de l'essai Oedo5 et les deux courbes des essais Oedo14 et Oedo15. Après avoir traversé la surface de charge initiale, les rapports σ_h' /σ_v' des deux éprouvettes perpendiculaires au litage se stabilisent. Cependant, le rapport σ_h' /σ_v' de l'éprouvette parallèle au litage diminue lentement de 0,85 à 0,68, correpondant à une augmentation de p' entre 7,19 MPa et 25,21 MPa. Si l'on compare les deux essais Oedo14 et Oedo15, on voit bien qu'il y a un effet de l'orientation de l'éprouvette en termes du rapport σ_h' /σ_v'. L'éprouvette perpendiculaire au litage donne un rapport « stable » de σ_h' /σ_v' qui est plus élevé (0,78) que celui de l'éprouvette parallèle au litage (0,68). Néamoins, cette différence n'est pas très significative. Comme l'éprouvette Oedo5 se trouve dans la zone endommagée, la faible valeur « stable » de σ_h' /σ_v' de cette éprouvette (0,71) est probablement la conséquence de l'endommagement.

4.3.1.3. Conductivité hydraulique

En se basant sur la méthode de Casagrande, les conductivités hydrauliques (k) des trois types d'éprouvettes : (θ = 0°, θ = 45°, θ = 90°) ont été déterminées à différentes contraintes verticales effectives σ_v' (Figure 4-18). On constate que les courbes de la conductivité hydraulique k en fonction de σ_v' ont une même tendance : plus la σ_v' est grande, plus la valeur de k est faible. Selon la Figure 4-18, lorsque σ_v' varie entre 1 MPa et 4 MPa (σ_v' in-situ), la conductivité hydraulique ne change pas beaucoup. Au-delà de la valeur σ_v' = 2,4 MPa, la diminution de k devient plus significative. De plus, les résultats des trois essais Oedo1, Oedo2, Oedo3 montrent l'anisotropie du sol : $k_\perp < k_{45} < k_{//}$. Notons que la valeur de k dans la direction parallèle au litage ($k_{//}$) est déterminée à partir de l'éprouvette à θ = 90° et celle dans la direction perpendiculaire au litage ($k_\perp$) est déterminée à partir de l'éprouvette à θ = 0°.

La conductivité hydraulique de l'argile de Boom naturelle a été étudiée de façon détaillée par Yu et al. (2011). Dans leur étude, une synthèse des valeurs de conductivité hydraulique dans deux directions, perpendiculaire et parallèle au litage, a été faite à partir des mesures in-situ et en laboratoire.

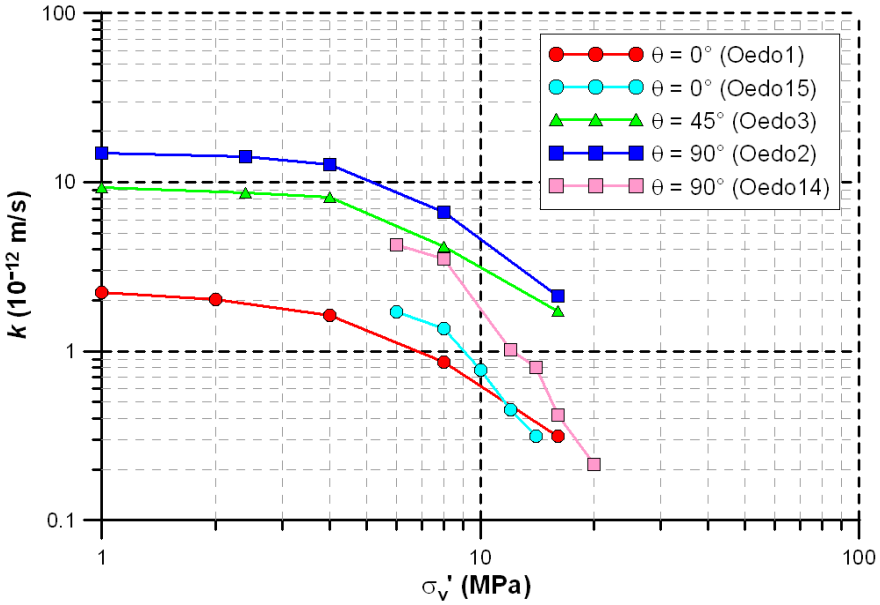


Figure 4-18 : Conductivité hydraulique en fonction de la contrainte verticale effective déterminée par la méthode de Casagrande.

En comparant avec les valeurs indiquées dans leur étude, la valeur de $k_{//}$ obtenue par la méthode de Casagrande via l'essai Oedo2 (environ 11x10^{-12} - 12x10^{-12} m/s) est plus grande que celle mesurée in-situ (5x10^{-12} m/s). En termes de $k_{\perp}$, la valeur obtenue à partir de l'essai Oedo1 (2x10^{-12} m/s) est en bon accord avec celle mesurée in-situ (2,3x10^{-12} m/s). Cela veut dire que l'éprouvette utilisée pour calculer $k_{//}$ est plus perturbée (c'est-à-dire plus de fissures parallèles au litage) que celle utilisée pour déterminer $k_{\perp}$. Rappelons que la distance de la carotte utilisée pour faire les essais Oedo2 et Oedo3 est environ 7 m à partir de l'axe de galerie. En effet, en considérant les mesures in-situ de la conductivité hydraulique en 2012 (Figure 3-13), on remarque que la valeur de $k_{//}$ à la distance r = 7 m est encore légèrement influencée par l'effet de l'excavation, et égale à 8x10^{-12} m/s environs.

Les essais oedométriques Oedo14 et Oedo15 sont effectués sur des éprouvettes qui se trouvent loin de la galerie et plus « fraîches » (forées en 2012). Les conductivités hydrauliques sont calculées pour les paliers de chargement avec σ_v variant entre 6 MPa et 20 MPa. Sur la Figure 4-18, lorsque σ_v varie de 1 MPa jusqu'à 4 MPa, comme la conductivité hydraulique ne change pas beaucoup, la valeur de $k_{//}$ dans cette gamme de contrainte verticale effective doit être proche de la valeur de 4x10^{-12} m/s (σ_v = 6 MPa). On observe donc que cette valeur de $k_{//}$ dans l'essai Oedo14 est proche de la valeur de référence mesurée in-situ. Les valeurs de $k_{\perp}$ déterminées dans l'essai Oedo15 sont en bon accord avec celles calculées à partir des résultats de l'essai Oedo1.

Le degré de l'anisotropie η en termes de conductivité hydraulique est défini comme le rapport entre $k_{//}$ et $k_{\perp}$. Les valeurs de η sont calculées à partir de deux séries d'essais : (i) Oedo1 et Oedo2 ; (ii) Oedo14 et Oedo15. La première série donne une valeur moyenne η assez élevée (autour de 7) et loin de la valeur de référence de mesures in-situ, entre 2 et 2,5. En revanche, la deuxième série donne une valeur de η plus raisonnable, d'environ 2,5.

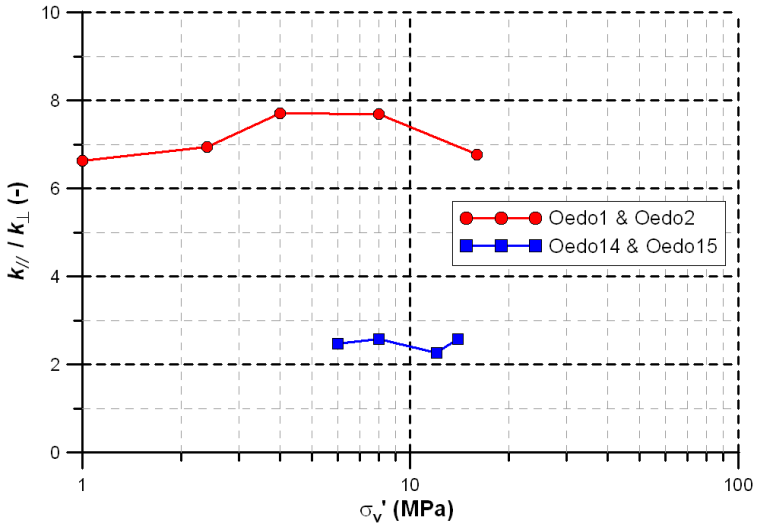


Figure 4-19 : Degré de l'anisotropie en termes de conductivité hydraulique.

4.3.2. Méthode « déplacement contrôlé »

4.3.2.1. Comportement mécanique en cellule oedométrique modifiée

Trois essais oedométriques sont effectués avec la cellule modifiée sous presse (vitesse de déplacement imposée à 0,001 mm/min) sur deux types d'éprouvettes : θ = 0° (Oedo11), θ = 90° (Oedo12, Oedo13). Notons que la position du capteur par rapport au plan du litage dans l'essai Oedo12 et Oedo13 est différente (voir Figure 2-37). Les résultats de ces essais sont montrés sur la Figure 4-20 et la Figure 4-21.

Sur la Figure 4-20, les évolutions de la contrainte effective axiale (verticale) σ'_v et radiale (horizontale) σ'_h au cours de l'essai (après la saturation) des trois essais sont montrées. Le point commun de ces évolutions est que : au début de l'essai, σ'_h est toujours plus grande que σ'_v ; ensuite, suite à la vitesse de déplacement imposée, σ'_v augmente rapidement et devient plus grande que σ'_h.

Dans le plan (p' – q) (Figure 4-21), comme le cas de l'essai oedométrique avec la contrainte contrôlée (chargement par paliers), on voit clairement le changement de l'état (chemin de contrainte) de chaque éprouvette en raison de la re-compression initiale à la contrainte in-situ (2,4 MPa) et de la saturation. Les états des éprouvettes Oedo11 et Oedo13 juste après la re-saturation sont très proches et se trouvent près de la surface de charge initiale défini par le modèle de Hong (2013). Quant à l'éprouvette Oedo12, comme la surface du capteur de pression latérale est parallèle au litage, la pression latérale mesurée est plus grande que celle mesurée dans l'essai Oedo13, bien que le type d'éprouvettes soit le même dans ces deux essais. En conséquence, cette manière d'installation du capteur a engendré un état de contrainte de l'éprouvette Oedo12 qui sort de la surface de charge initiale. Les chemins de contrainte des trois éprouvettes ont une forme commune : le déviateur augmente d'abord vite et puis, à partir d'une certaine contrainte p', la relation (p' – q) devient linéaire. Bien que les points de commencement de la consolidation après la saturation des essais Oedo12 et Oedo13 se trouvent assez loin, la courbe de l'essai Oedo12 a tendance à s'approcher de celle de l'essai Oedo13 quand p' augmente. De plus, on observe l'effet de l'orientation de l'éprouvette sur le chemin de contrainte après la re-saturation. En effet, pour la partie linéaire de la courbe (p' – q), l'éprouvette parallèle au litage montre une pente plus importante que celle perpendiculaire au litage. Ce phénomène est déjà observé dans l'essai oedométrique à contrainte contrôlée. En revanche, l'éprouvette perpendiculaire au litage montre un court palier horizontal (q constant) de plus entre les paliers non linéaire et linéaire.

Dans le plan (ε_a - q) et (p' - σ_h' /σ_v'), l'effet de l'orientation de l'éprouvette est également identifié. Néamoins, cet effet n'est pas net dans le plan (p' - ε_v). Dans le plan et (p' - (σ_h' /σ_v'), quand p' augmente entre 0,1 MPa à 0,5 MPa (re-consolidation), la pression latérale σ_h augmente très vite. Dans cette phase, le raport σ_h' /σ_v' atteit 3 pour l'éprouvette Oedo11 et Oedo12 ; et 4 pour l'éprouvette Oedo13. Quand p' augmente entre 0,5 MPa à 5 MPa (phase de re-consolidation et de re-saturation), le rapport σ_h' /σ_v' varie enfonction de p'. Une fois la re-saturation est finie, et la consolidation commence, l'évolution de ce rapport devient plus claire. Les valeurs σ_h' /σ_v' des éprouvettes Oedo12 et Oedo13 diminuent rapidement quand p' augmente entre 5 MPa et 10 MPa, puis s'approchent d'un palier commun vers la fin (σ_h' /σ_v' ≈ 0,66). Quant à l'éprouvette Oedo11, quand p' augmente entre 5 MPa et 10 MPa, le rapport σ_h' /σ_v' diminue rapidement jusqu'à 0,75 puis augmente légèrement à 0,78. Cette petite augmentation crée un petit « creux » sur la courbe de σ_h' /σ_v', qui correspond au palier horizontal (q constant) dans les plans (p' – q) et (ε_a - q).

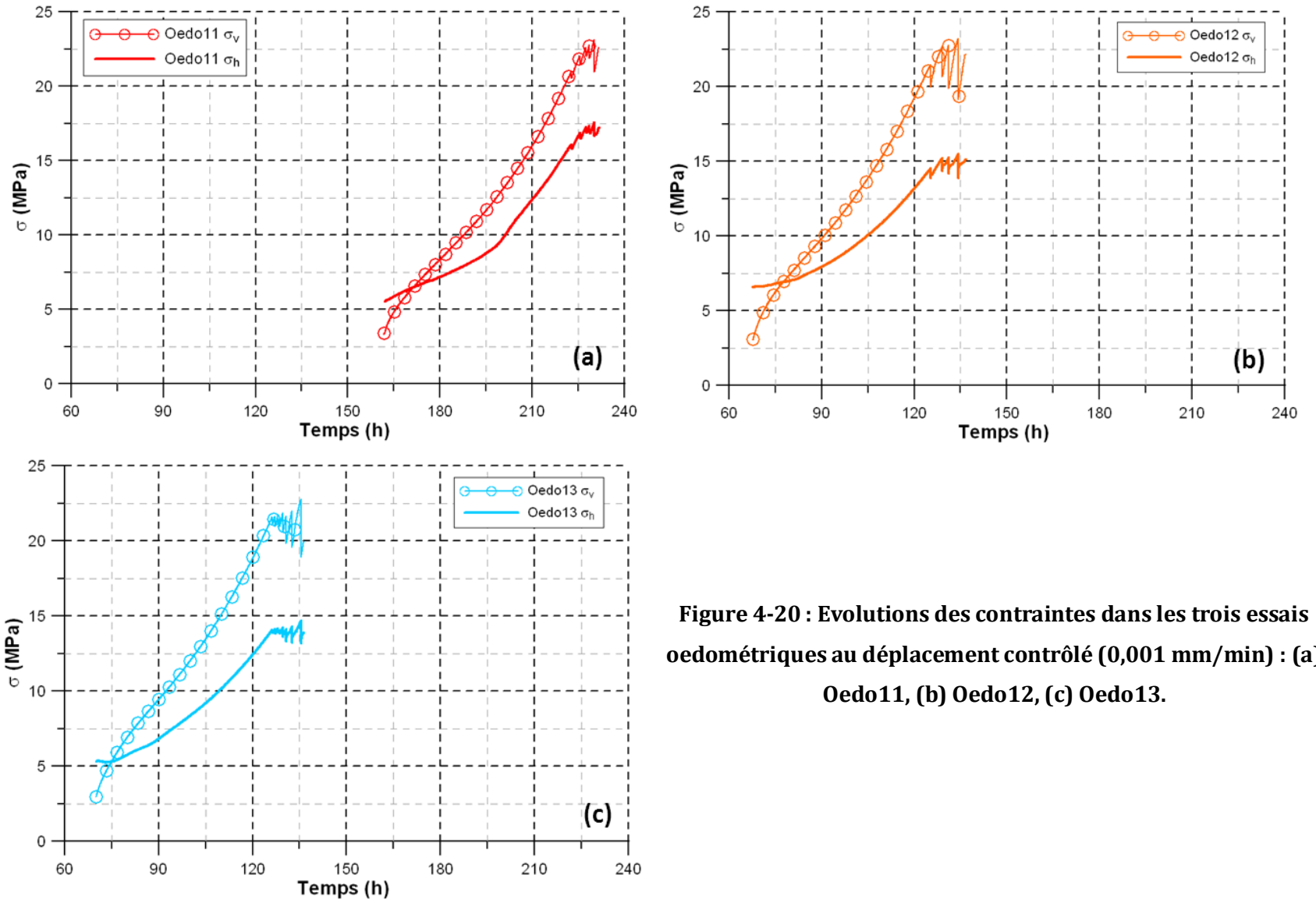


Figure 4-20 : Evolutions des contraintes dans les trois essais oedométriques au déplacement contrôlé (0,001 mm/min) : (a) Oedo11, (b) Oedo12, (c) Oedo13.

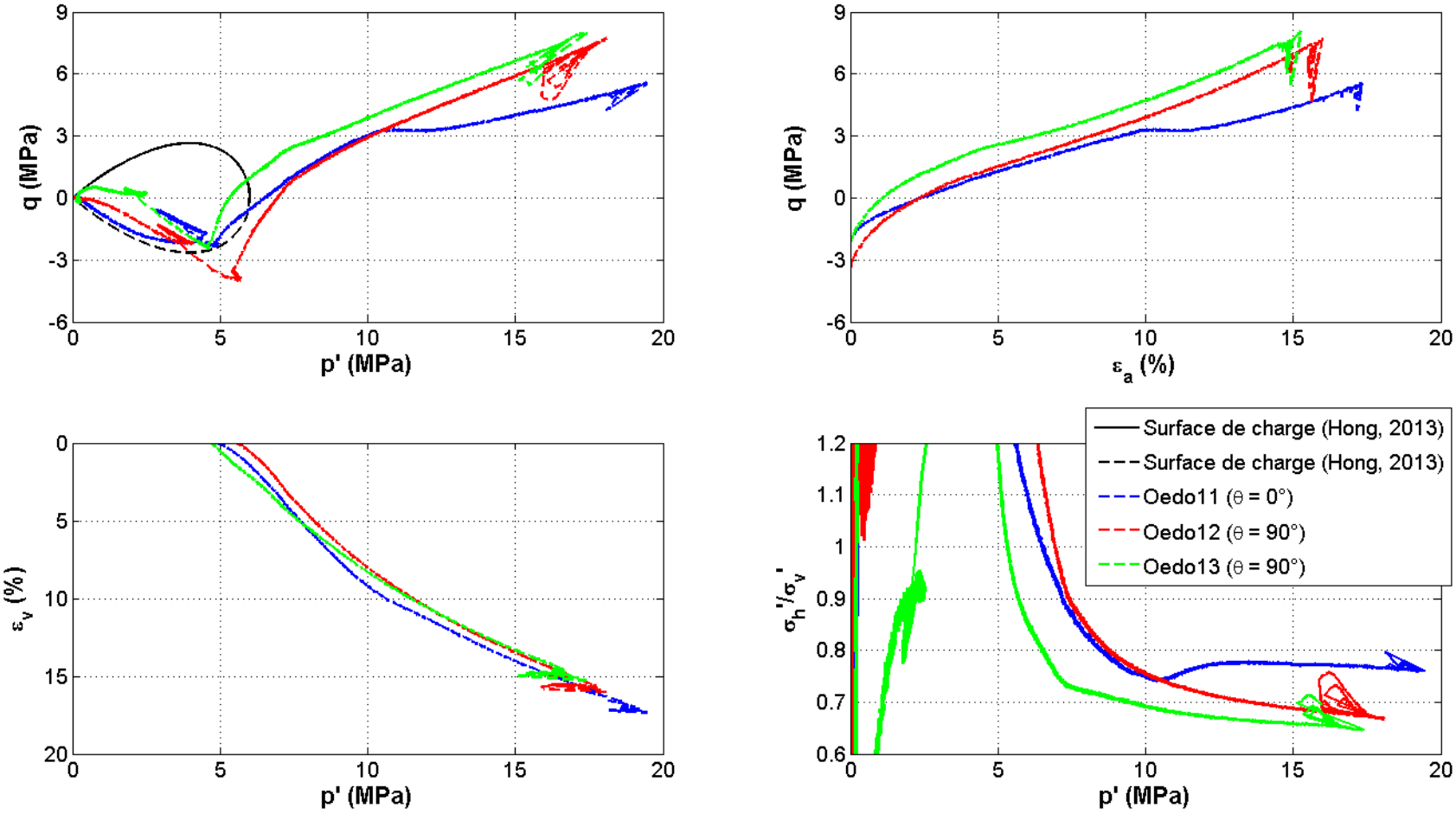


Figure 4-21 : Résultats des trois essais oedométriques (Oedo11, Oedo12, Oedo13)au déplacement contrôlé (0,001 mm/min).

4.3.2.2. Comportement en cellule triaxiale

Quatre essais triaxiaux en condition K_0 ont été réalisés sur des éprouvettes perpendiculaires au litage. Parmi ces quatre essais, il y a un essai dont la tolérance de déplacement radiale est de 0,005 mm correspondant à une déformation radiale de 0,025% (K1HP1) (voir paragraphe 2.9.3). Les évolutions de la déformation radiale ε_r de ces quatre essais sont présentées sur la Figure 4-22. On voit bien que la valeur de ε_r des trois essais K2HP1, K3HP1, K4HP1 pendant la phase de cisaillement est d'environ 0,005%, donc le déplacement radial de l'éprouvette respectait bien la condition K_0 pilotée (0,001 mm). Quant à l'essai K1HP1, entre le début jusqu'à 75 h après le démarrage de la phase de cisaillement, la condition était bien respectée (ε_r autour de 0,025%). Ensuite, il y a avait une coupure électronique inattendue. Le système a été redémarré tout de suite mais l'état initial de l'éprouvette enregistré dans le programme d'asservissement (c'est-à-dire la valeur de déformation latérale initiale) a évidemment changée par rapport celui enregistré dès le début de la phase de cisaillement. C'est la raison pour laquelle à partir de ce moment, la déformation radiale tolérée de cette éprouvette était doublée - l'éprouvette est permise d'être déformée de ±0,025% supplémentaire. Quand la déformation latérale dépasse cette nouvelle condition de tolérance, les pressions de confinement étaient appliquées. En conséquence, pour l'éprouvette K1HP1, ε_r varie entre -0,05% et 0,005%.

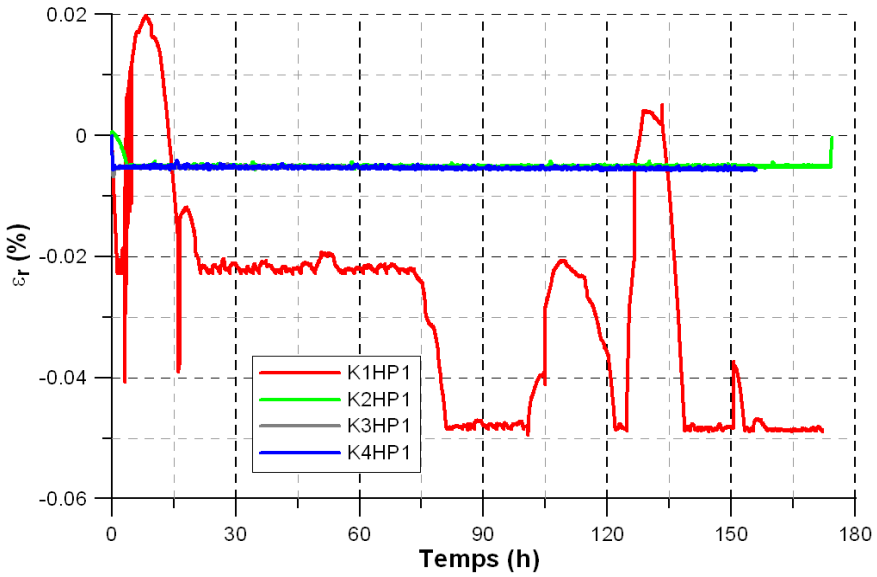


Figure 4-22 : Evolution de la déformation latérale dans l'essai triaxial en condition K_0.

En se basant sur la variation de déformation radiale de l'éprouvette, la contrainte radiale σ_h dans la cellule triaxiale est contrôlée en l'augmentant ou en la diminuant. Les évolutions des contraintes

axiale et radiale au cours des quatre essais triaxiaux en condition K_0 sont présentées sur la Figure 4-23. On observe qu'au début du cisaillement (pendant les deux premières heures), les contraintes axiale et radiale des essais K3HP1 et K4HP1 augmentent à la même vitesse. On constate également qu'il y a quelques paliers horizontaux sur la courbe de σ_h dans l'essai K1HP1. Ces paliers correspondent au moment où ε_r augmente mais respecte encore la condition de tolérance. Les résultats de ces essais sont présentés sur la Figure 4-24 dans les quatre plans (p' - q), (ε_a - q), (p'- ε_v), (p'-σ_h'/σ_v') .

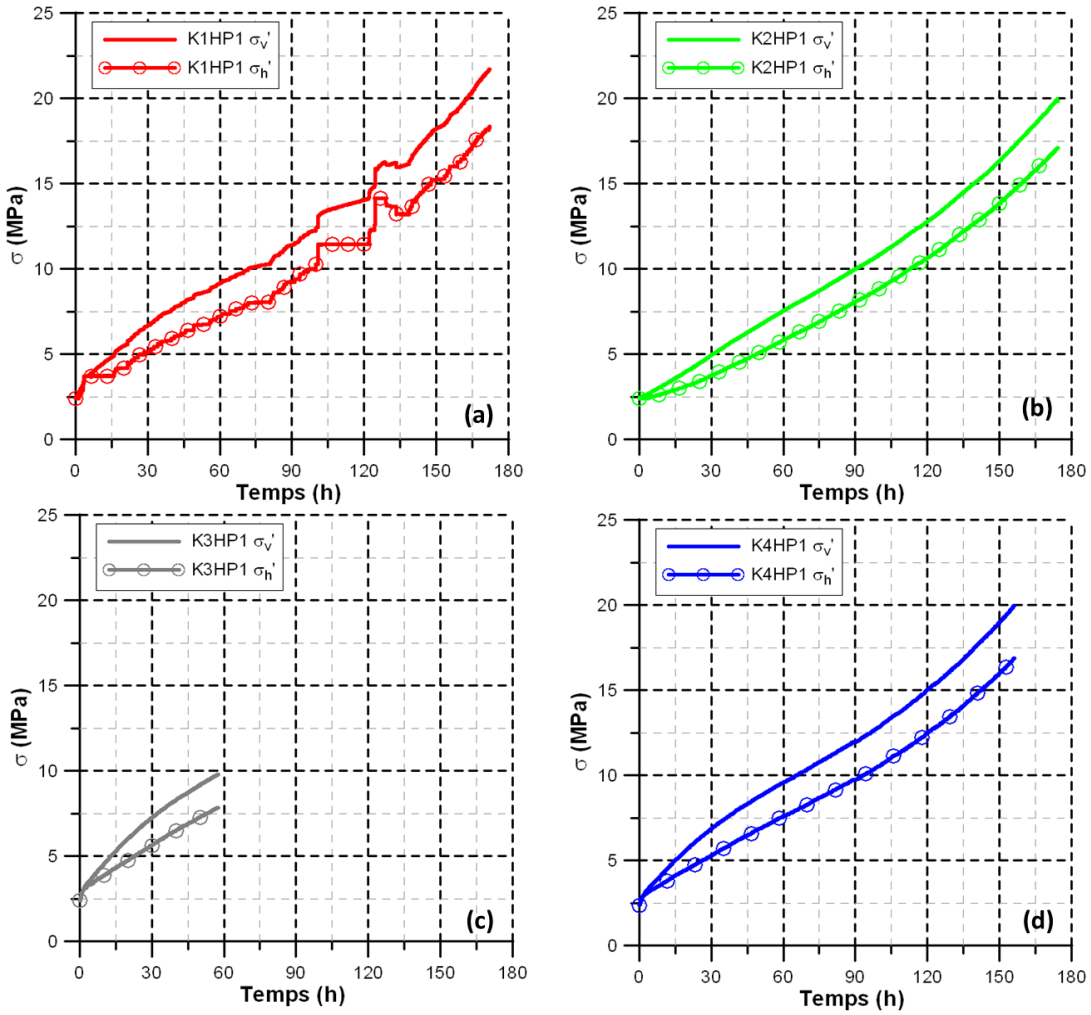


Figure 4-23 : Evolution des contraintes latérale et axiale dans quatre essais triaxiaux en condition K_0 : (a) K1HP1, (b) K2HP1, (c) K3HP1, (d) K4HP1.

Dans le plan (p' – q) au début de la phase de cisaillement pour les trois essais K2HP1, K3HP1 et K4HP1, le déviateur n'augmente pas tout de suite (q reste constant) à cause des évolutions initiales des contraintes montrées sur la Figure 4-23. Bien que ces commencements soient parfois tardés (il y

a seulement l'essai K2HP1 qui commence « correctement ») et que la tolérance importante de l'essai K1HP1 soit 10 fois plus grande suite à la coupure électrique, les résultats de ces quatre essais ne semblent pas être très différents. Quand le chemin de contrainte reste encore dans la surface de charge initiale extérieure, les pentes (p' – q) des quatre essais augmentent rapidement et ont tendance à s'approcher l'un de l'autre. Quand le chemin de contrainte sort de la surface de charge initiale, la pente diminue et les quatre essais semblent donner une pente commune vers la fin de la phase de cisaillement.

Notons que dans les essais K3HP1 et K4HP1, le drainage latéral a été appliqué sur les éprouvettes. Si l'on regarde finement les courbes (p' – q) des essais K2HP1 et K4HP1, on peut apprécier l'effet du drainage latéral (l'éprouvette K4HP1 est mieux saturée). En effet, selon les simulations concernant l'effet de drainage latéral présentées dans le paragraphe 2.3.3, une éprouvette mieux saturée présente une courbe (p' – q) (partie hors de la surface de charge initiale) au-dessus de celle d'une éprouvette moins bien saturée (Figure 2-8). Par conséquent, le déviateur de l'éprouvette mieux saturée est plus important que celui de l'éprouvette moins bien saturée. On trouve que ces résultats de simulation (même avec un modèle qui n'est pas développé spécifiquement pour l'argile de Boom) sont confirmés par ceux des essais K2HP1 et K4HP1. Evidemment, du point de vue expérimental, cet effet de drainage sur l'argile de Boom n'est pas important. La différence de ces deux courbes (correspondent à deux types de drainage différents) peut être négligée et les résultats des essais triaxiaux sans drainage latéral sont valables.

Comme la courbe (p' – q) de l'éprouvette K4HP1 (la partie hors de la surface de charge initiale) se trouve légèrement au dessus, le déviateur de cette éprouvette dans le plan (ε_a - q) est légèrement plus grand que celui de l'éprouvette K2HP1. Parce que la tolérance de déformation radiale dans l'essai K1HP1 est la plus grande, la déformation volumique mesurée dans cet essai est donc la plus importante voir le plan (p' - ε_v), surtout après la coupure électrique.

Puisque la phase de cisaillement de chaque éprouvette commençait à l'état isotrope, le rapport σ_h'/σ_v' initial de chaque essai triaxial en condition K_0 est égal à 1. Ensuite, ce rapport diminue rapidement à 0,75 – 0,77 (p' augmente de 2,4 MPa à 5 MPa – 6 MPa). Quand le chemin de contrainte sort de la surface de charge initiale, le rapport σ_h'/σ_v' augmente légèrement vers la valeur finale commune de 0,86. En comparant les résultats des essais K3HP1 et K4HP1, la répétabilité de ce type d'essai est confirmée.

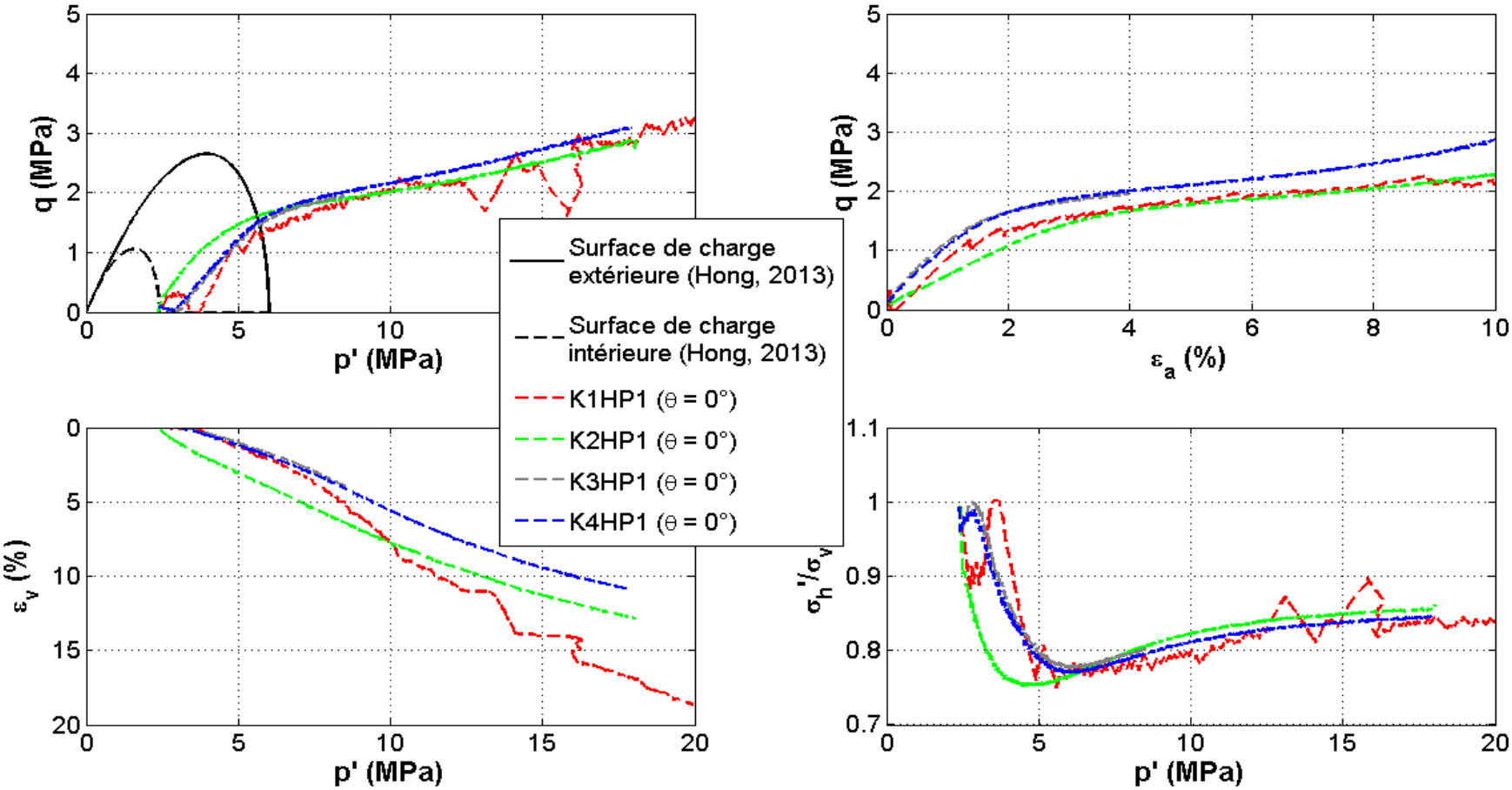


Figure 4-24 : Résultats des quatre essais triaxiaux en condition K_0.

4.3.3. Simulation par la méthode des éléments finis

L'essai triaxial en condition K_0 est simulé par la méthode des éléments finis afin de mieux apprécier l'évolution du chemin de contrainte et du rapport σ_h'/σ_v'. Deux modèles, Cam-Clay modifié (MCC) avec G constant et MCC avec ν constant, ont été choisis. Les paramètres initiaux utilisés (sauf G ou ν) pour simuler le comportement de l'argile de Boom ont été présentés dans le Tableau 2-3. Puisque le modèle MCC ne décrit pas correctement le comportement de l'argile de Boom naturelle, les résultats de simulation ne sont pas forcément proches des résultats expérimentaux. Le but principal de ces simulations est de savoir la tendace globale du comportement en condition K_0.

La Figure 4-25 montre les résultats du modèle MCC avec G constant par deux codes d'éléments finis : code Bil et code_Aster. Le code Bil développé par Dangla (2009) est présenté dans le paragraphe 2.3.3.1. Le code_Aster est un logiciel libre d'EDF R&D (www.code-aster.org). Il s'agit d'un code d'éléments finis complexe, basé sur la théorie de la mécanique des milieux continus, dont la réalisation a débuté en 1989, pour résoudre différents types de problèmes mécaniques, thermiques, acoustiques, sismiques, etc. Il a été placé sous la licence GNU GPL en octobre 2001.

Afin de savoir l'effet du module de cisaillement G sur le comportement de l'argile de Boom, deux valeurs de G ont été utilisées : 30 MPa et 100 MPa. La Figure 4-25 montre trois simulations des essais oedométriques dont l'éprouvette est consolidée (à l'état saturé) à partir de p' = 100 kPa. Dans le plan (p'- q), on voit que le chemin de contrainte suit bien la surface de charge initiale du modèle. Lorsqu'il sort de la surface de charge initiale, la courbe devient linéaire. Via les simulations numériques, on constate que le rapport σ_h'/σ_v' présente une tendance similaire à ce qu'on a observée dans les essaix triaxiaux en condition K_0 et dans l'essai oedométrique Oedo11 : ce rapport dimimue d'abord très vite, remonte ensuit doucement, et à partir d'une certaine valeur de p', il se stabilise. Quand G = 100 MPa, le code Bil et le code_Aster donnent des résultats identiques. Comme il s'agit du cas avec G constant, on voit que le rapport σ_h'/σ_v' diminue jusqu'à une valeur négative de -0,1. C'est un point faible de la version MCC avec G constant. La valeur stable de ce rapport vers la fin de l'essai simulé est de 0,9. Quand G = 30 MPa, le déviateur au pic est plus grand mais la pente finale dans le plan (p' - q) est plus faible. De plus, le rapport σ_h'/σ_v' est toujours positif : il diminue de 1 à 0,1 et puis se stabilise vers 0,9. Cependant, la valeur minimale de 0,1 est encore très faible par rapport à celle mesurée. On voit que la variation de G (de 100 MPa à 30 MPa) n'influence pas la valeur finale de σ_h'/σ_v', malgré quelques différences dans les plans (p'-q) et (ε_a - q).

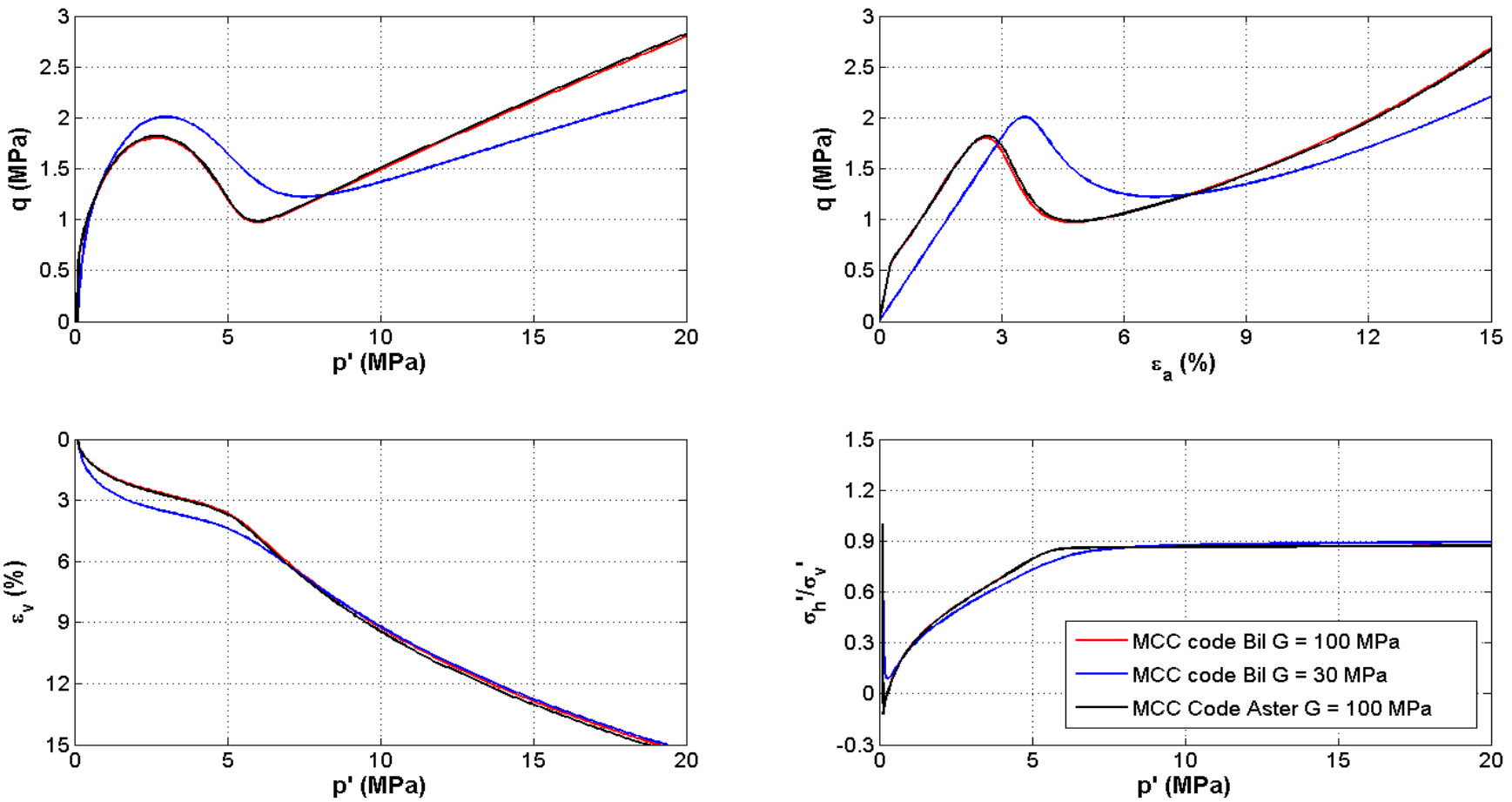


Figure 4-25 : Simulations de l'essai oedométrique consolidé à partir de p'_0 = 0.1 MPa par le code Bil et le code Aster (modèle Cam-Clay modifié avec *G* constant).

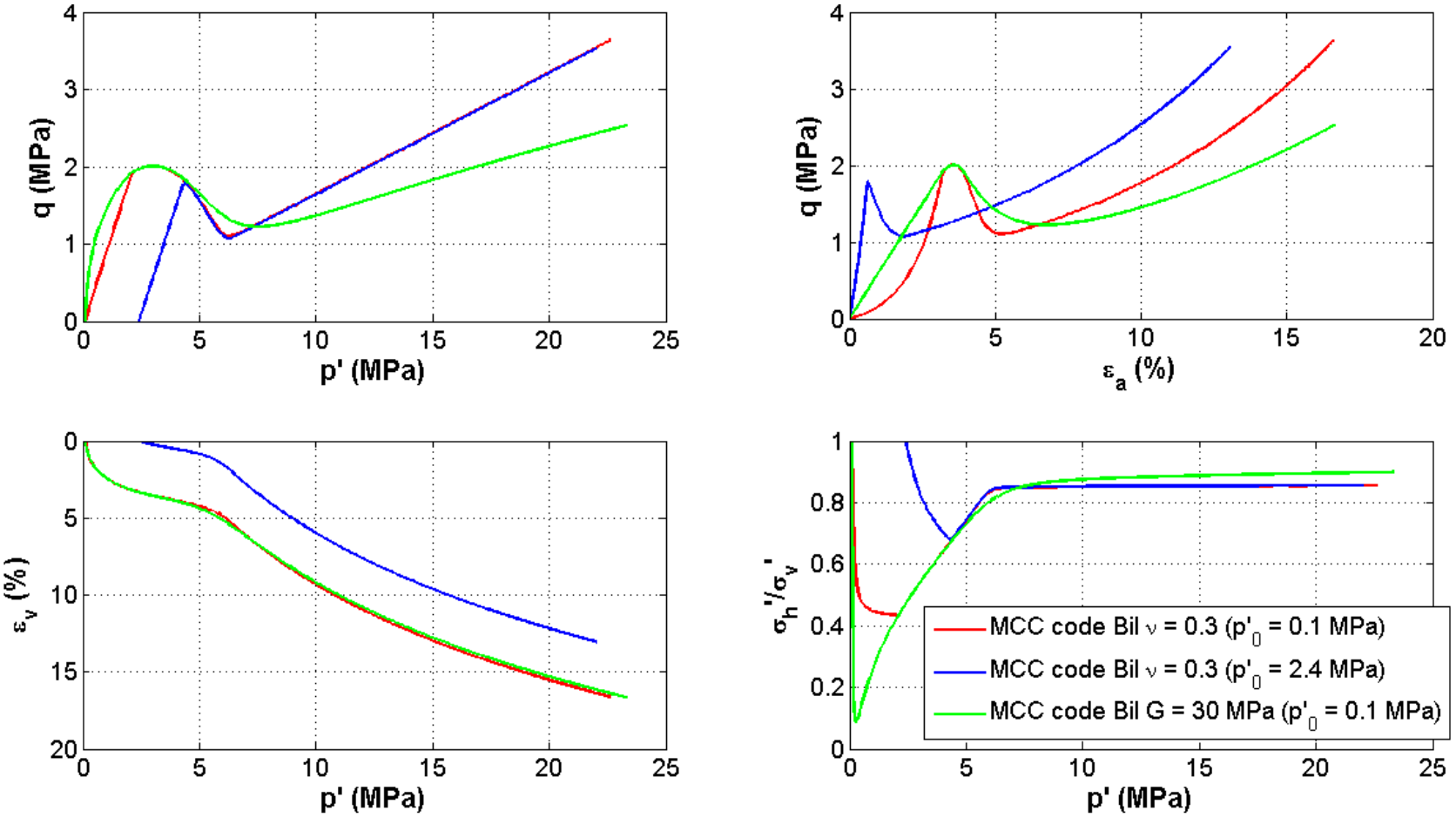


Figure 4-26 : Simulations de l'essai oedométrique par le code Bil (modèle Cam-Clay modifié avec *G* constant et avec ν constant).

La Figure 4-26 montre la comparaison entre le cas avec G constant et le cas avec ν constant (p' initial = 0,1 MPa). Toutes ces simulations sont effectuées par le code Bil. Bien que la valeur de G = 30 MPa utilisée dans le cas de G constant soit très faible par rapport à la valeur réelle de l'argile de Boom naturelle, cette simulation a l'avantage de ne pas donner une valeur négative de σ_h'/σ_v'. C'est la raison pour laquelle cette simulation est choisie pour comparer dans la Figure 4-26. Sur cette figure, la pertinence du cas avec ν constant (ν = 0,3) par rapport au cas avec G constant (G = 30 MPa) est identifié dans le plan (p' - σ_h'/σ_v'). En comparant les résultats de ces simulations avec ceux obtenus par l'étude expérimentale, on constate que : (i) la valeur minimale dans le cas avec ν constant (0,44) est amélirorée, (ii) la valeurs stable de σ_h'/σ_v' (vers la fin de la consolidation K_0) est légèrement plus faible (0,85).

L'effet de la contrainte moyenne initiale (p_0' = 0,1 MPa et 2,4 MPa) est également analysée via la simulation de l'essai oedométrique consolidé (à l'état saturé) à partir de p' = 2,4 MPa (Figure 4-26). Quand p' initial = 2,4 MPa, le chemin de contrainte dans le plan (p' - q) suit toujours une partie de la surface de charge initiale, et puis la courbe devient linéaire lorsque le chemin de contrainte sort de la surface de charge initiale (avec la pente égale à celle de la simulation à partir de p_0' = 100 kPa). On constate donc que le confinement initial ne change pas la pente de la courbe (p' – q) en dehors de la surface de charge initiale. Il semble que le confinement initial n'influence que le rapport σ_h'/σ_v'. Quand p' initial = 2,4 MPa, le « creux » (où le rapport σ_h'/σ_v' change sa tendance de diminution à augmentation) devient plus petit. En d'autre termes, dans ce cas, la différence entre la valeur minimale de σ_h'/σ_v' et celle stable (vers la fin de la consolidation K_0) diminue. De plus, la valeur stable de σ_h'/σ_v' augmente légèrement, jusqu'à 0,7.

4.4. Discussions

4.4.1. Influence de la méthode de détermination de σ_s

Les pressions de gonflement de deux éprouvettes inclinées 45° au litage déterminées par deux méthodes, « non-gonflement » en basse pression et en haute pression, sont comparées sur la Figure 4-27. On voit que : plus la contrainte verticale initiale σ_v est grande, plus la pression de gonflement est élevée. En effet, quand σ_v initiale augmente de 0,1 MPa à 2,4 MPa, la pression de gonflement σ_s augmente de 0,7 MPa à 2,75 MPa. Le même phénomène a été observé sur les deux éprouvettes perpendiculaires au litage (Figure 4-28). Lorsque σ_v initiale augmente de 0,1 MPa à 2,4 MPa, la pression de gonflement σ_s augmente de 1,15 MPa à 3,9 MPa.

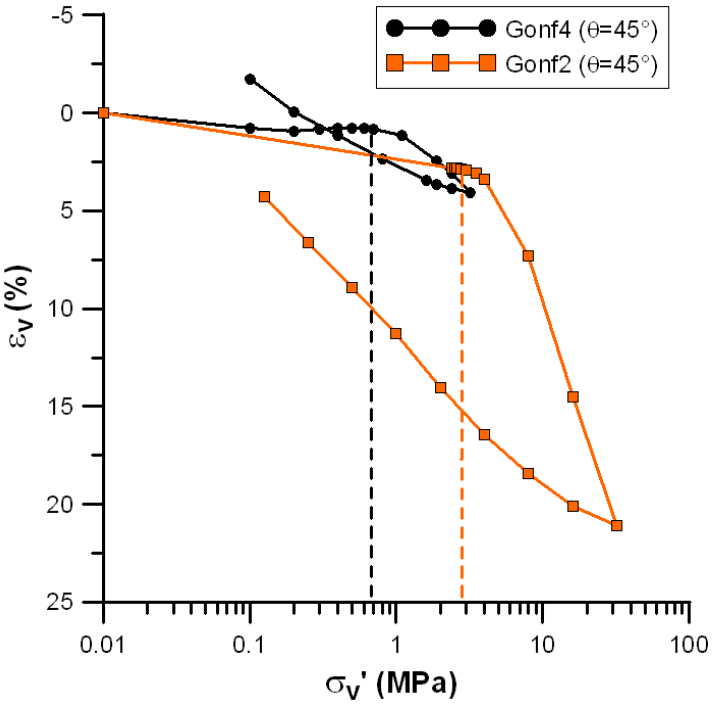


Figure 4-27 : Comparaison des pressions de gonflement de deux éprouvettes inclinées 45° au litage, obtenues par deux méthodes « non- gonflement » en basse pression et en haute pression.

Sur la Figure 4-28, la méthode de « pré-gonflement » (essai Oedo9) est également comparée avec deux méthodes « non-gonflement ». Avec la saturation sous 2,4 MPa, on voit que la méthode « pré-gonflement » donnait une valeur de σ_s plus grande (4,7 MPa) que celle de 3,9 MPa obtenue par la méthode « non-gonflement ». A travers ces résultats, on conclut que la pression de gonflement dépend de la méthode choisie. La méthode « pré-gonflement » donne généralement une pression de gonflement plus grande que les méthodes « gonflement empêché » et « non-gonflement ». Cette observation est en bon accord avec celle par les autres auteurs (Al-Shamrani et Dhowian, 2003; Tang et al., 2011b). Selon Tisot et Aboushook, (1983) et Thompson et al. (2006), la pression de gonflement déterminée par la méthode « pré-gonflement » peut être trois fois plus grande que celle déterminée par la méthode « non-gonflement ». Cette différence peut être expliquée par la modification de la microstructure suite au gonflement libre, ainsi que par le frottement entre l'éprouvette et la paroi de la cellule oedométrique. On remarque également que les trois courbes de consolidation après la saturation présentées sur la Figure 4-28 présentent un comportement identique et suit une même tendance. Cela veut dire que l'effet de la saturation sur la consolidation n'est pas significatif. Cette remarque a été également faite par Tang et al. (2011b) à partir des essais sur l'argilite de COx.

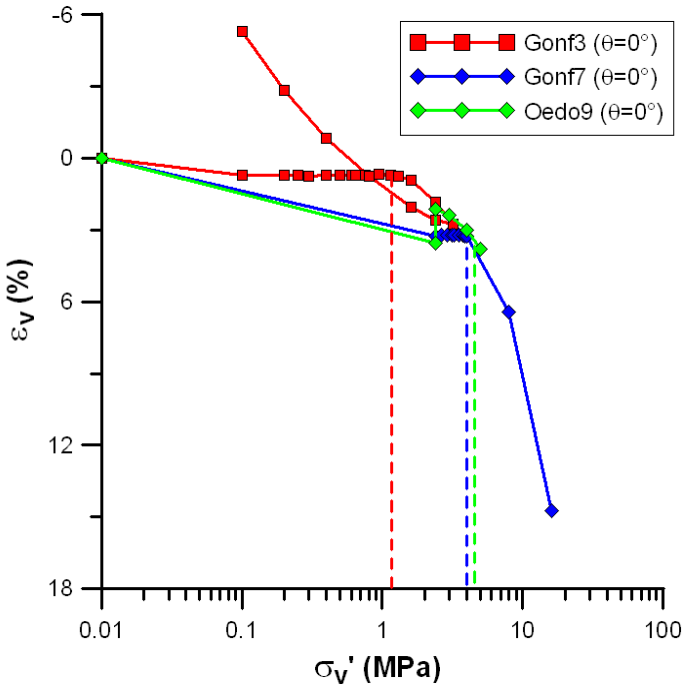


Figure 4-28 : Comparaison des pressions de gonflement de deux éprouvettes perpendiculaires au litage, obtenues par trois méthodes : « non- gonflement » en basse pression et en haute pression, et « pré-gonflement ».

4.4.2. Anisotropie du gonflement à différentes conditions

L'anisotropie du gonflement de l'argile de Boom naturelle a été étudiée sous plusieurs conditions différentes : gonflement empêché (dans la cellule oedométrique modifiée sous presse), contrainte contrôlée (dans la cellule triaxiale), sans déformation latérale (dans la cellule oedométrique modifiée sous chargement par paliers). A partir de ces essais, on pourrait déterminer les paramètres de gonflement suivants pour deux types d'éprouvettes (perpendiculaire et parallèle au litage) :

- contrainte latérale initiale avant la saturation $\sigma_{h\ init}$
- contrainte latérale totale (pression de gonflement) après la saturation σ_h
- différence de contrainte latérale $\Delta\sigma_h = \sigma_h - \sigma_{h\ init}$
- contrainte verticale initiale avant la saturation $\sigma_{v\ init}$
- contrainte verticale totale (pression de gonflement) après la saturation σ_v
- différence de contrainte verticale $\Delta\sigma_v = \sigma_v - \sigma_{v\ init}$
- gonflement radial initial avant la saturation $\varepsilon_{3\ init}$

- gonflement radial total après la saturation $\varepsilon_{3\ gonf}$
- différence de gonflement radial $\Delta\varepsilon_3 = \varepsilon_{3\ gonf} - \varepsilon_{3\ init}$
- gonflement axial initial avant la saturation $\varepsilon_{1\ init}$
- gonflement axial total après la saturation $\varepsilon_{1\ gonf}$
- différence de gonflement axial $\Delta\varepsilon_1 = \varepsilon_{1\ gonf} - \varepsilon_{1\ init}$

Dans le cas de contrainte contrôlée (dans une cellule triaxiale), les résultats obtenus dans la phase de re-saturation des essais triaxiaux ont été analysés afin de déterminer les paramètres $\varepsilon_{3\ init}$, $\varepsilon_{3\ gonf}$, $\Delta\varepsilon_3$, $\varepsilon_{1\ init}$, $\varepsilon_{1\ gonf}$, $\Delta\varepsilon_1$. Les valeurs obtenues sont montrées dans le Tableau 4-3.

On constate que pour l'éprouvette perpendiculaire au litage (θ = 0°), le gonflement axial (perpendiculaire au plan du litage) est toujours plus grand que le gonflement radial (parallèle au plan au litage). Quant à l'éprouvette parallèle au litage (θ = 90°), le gonflement radial (perpendiculaire au plan du litage) est plus grand que celui axial (parallèle au plan au litage). Cette observation est en accord avec les résultats obtenus par des essais de gonflement. L'anisotropie inhérente est donc clairement identifiée à travers du gonflement libre sous contrainte contrôlée.

De plus, via les essais oedométriques sous chargement par paliers (avec la cellule oedométrique modifiée), on peut aussi déterminer les paramètres $\sigma_{h\ init}$, σ_h, $\Delta\sigma_h$, et $\varepsilon_{1\ init}$, $\varepsilon_{1\ gonf}$, $\Delta\varepsilon_1$. On observe également que l'éprouvette à θ = 0° donne un gonflement axial plus grand que celle à θ = 90° lors de la saturation.

A partir des essais oedométriques sous presse (méthode « gonflement empêché »), on ne peut que déterminer les paramètres $\sigma_{h\ init}$, σ_h, $\Delta\sigma_h$. Néanmoins, comme il y avait une petite relaxation de la presse pendant la phase de saturation, les valeurs de $\varepsilon_{1\ init}$, $\varepsilon_{1\ gonf}$, $\Delta\varepsilon_1$ ont été calculées. De toute façon, comme les valeurs de ces paramètres sont très petites, on pourrait les négliger lors de l'interprétation des résultats.

Tableau 4-3 : Gonflement sous conditions différentes

Condition de gonflement	Orientation de l'éprouvette	σ_h init	σ_h	$\Delta\sigma_h$	σ init	σ_v	$\Delta\sigma_v$	ε_3 init	ε_3 gonf	$\Delta\varepsilon_3$	ε_1 init	ε_1 gonf	$\Delta\varepsilon_1$
		MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	%	%	%	%	%	%
Gonflement empêché	θ = 0° (Oedo11)	3.09	5.54	2.45	2.46	3.41	0.95			0	1.023	1.016	0.007
	θ = 0° (Oedo10)	3.22	5.25	2.03	2.45	3.49	1.04			0	1.297	1.296	0.001
	θ = 0° (Oedo19)	4.49	6.14	1.65	3.95	4.83	0.88			0	1.115	1.114	0.001
	θ = 0° (Oedo20)	0.48	4.2	3.72	0.7	1.93	1.23			0	0.679	0.672	0.007
	θ = 90° (Oedo12)	3.36	6.6	3.24	2.01	3.02	1.01			0	0.935	0.934	0.001
	θ = 90° (Oedo13)	1.7	5.32	3.62	2.06	3	0.94			0	1.292	1.291	0.001
	θ = 90° (Oedo17)	2.88	6.23	3.35	3.65	4.52	0.87			0	1.048	1.039	0.009
	θ = 90° (Oedo18)	1.63	5.22	3.59	1.19	2.65	1.46			0	0.571	0.552	0.019
Contrainte contrôlée (cellule triaxiale)	θ = 0° (T1HP1)	2.4	2.4	0	2.4	2.4	0	0.34	-0.11	0.45	0.04	-0.88	0.92
	θ = 0° (Nguyen et al., 2013)(*)	2.4	2.4	0	2.4	2.4	0	0	-0.36	0.36	0.46	-0.6	1.06
	θ = 0° (K1HP1) (*)	2.4	2.4	0	2.4	2.4	0	-0.05	-0.34	0.29	0.19	-0.51	0.7
	θ = 0° (K2HP1) (*)	2.4	2.4	0	2.4	2.4	0	0.01	-0.45	0.46	0.12	-1.23	1.35
	θ = 0° (K3HP1)	2.4	2.4	0	2.4	2.4	0	0.55	-0.15	0.7	0.12	-0.94	1.06
	θ = 0° (K4HP1)	2.4	2.4	0	2.4	2.4	0	0.15	-0.25	0.4	0.01	-1.09	1.1
	θ= 90° (T2HP1)	2.4	2.4	0	2.4	2.4	0	0.26	-1.10	1.36	0.13	-0.16	0.29
	θ = 90° (T3HP3) (*)	2.4	2.4	0	2.4	2.4	0	0.39	-0.77	1.16	0.41	-0.43	0.84
	θ = 90° (T5HP3)	2.4	2.4	0	2.4	2.4	0	0.41	-0.39	0.77	0.16	-0.36	0.52
	θ= 90° (T6HP3)	2.4	2.4	0	2.4	2.4	0	0.32	-0.82	1.14	0.16	-0.58	0.74
	θ = 90° (T7HP3)	2.4	2.4	0	2.4	2.4	0	0.41	-0.56	0.97	0.37	-0.53	0.9
Sans déformation latérale	θ = 0° (Oedo5)	0.95	2.8	1.85	2.45	2.45	0	0	0	0	4.21	2.98	1.23
	θ = 0° (Oedo15)	3.4	5.4	2	2.4	2.4	0	0	0	0	2.81	1.26	1.55
	θ = 90° (Oedo14)	1.67	5.28	3.61	2.4	2.4	0	0	0	0	2.23	1.41	0.82

(*) : éprouvette triaxiale sans drainage latéral (c'est-à-dire sans papier filtre autour de l'éprouvette)
(ε_1 : gonflement axiale, ε_3 : gonflement radiale).

Comme les états initiaux des éprouvettes utilisées dans la méthode « gonflement empêché » et « sans déformation latérale » ($\Delta\varepsilon_h = 0$) sont différentes, afin de voir plus précisément l'effet de l'orientation d'éprouvettes sur la pression de gonflement, les contraintes latérale et axiale mesurées après la saturation (σ_v ou σ_h) sont tracées en fonction de celles avant la saturation ($\sigma_{v\,init}$ ou $\sigma_{h\,init}$).

Sur la Figure 4-29, la contrainte radiale après la saturation est présentée en fonction de celle initiale. On observe que l'éprouvette parallèle au litage présente une courbe située nettement au-dessus de celle de l'éprouvette perpendiculaire au litage ; et ceci pour les deux méthodes utilisées. Cela veut dire qu'à une valeur de contrainte radiale donnée, le gonflement perpendiculaire au litage est plus important que celui parallèle au litage. De plus, on voit également que la pression de gonflement latérale (σ_h) dépend de la contrainte latérale initiale : plus la contrainte latérale initiale est grande, plus la pression de gonflement σ_h est élevée.

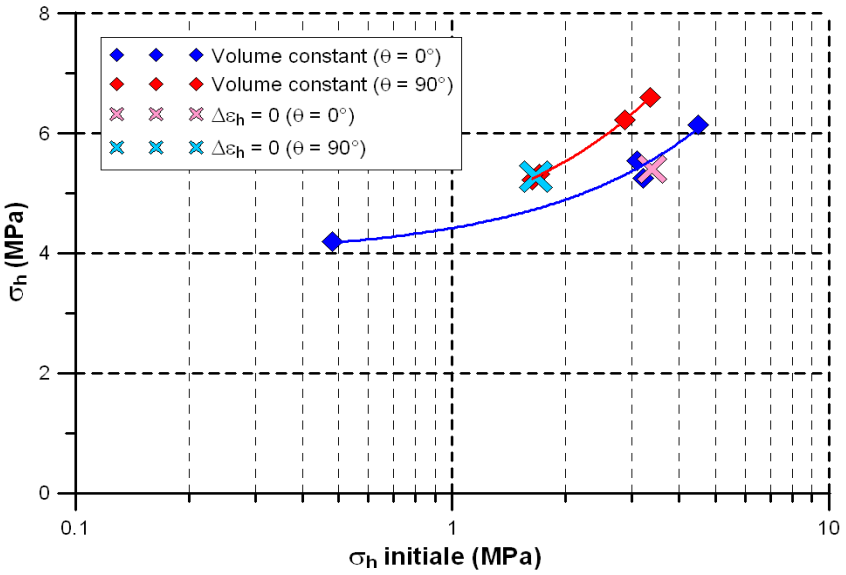


Figure 4-29 : Evolution de la contrainte latérale lors de la saturation en fonction de celle initiale obtenue par deux méthodes : gonflement empêché et sans déformation latérale.

La Figure 4-30 montre l'évolution de la différence de la contrainte latérale $\Delta\sigma_h$ en fonction de la contrainte latérale initiale. On constate que $\Delta\sigma_h$ dans la direction perpendiculaire au litage est plus importante que celle dans la direction parallèle au litage. On remarque aussi que, pour chaque type d'éprouvettes, quand la contrainte latérale initiale augmente, la différence entre la pression latérale de gonflement et celle initiale diminue. Autrement dit, à une pression latérale initiale suffisamment grande (qui dépend du type de l'éprouvette), la pression latérale n'augmente plus lors de la saturation. En d'autres termes, la contrainte latérale dans ce cas dépasse la pression de gonflement.

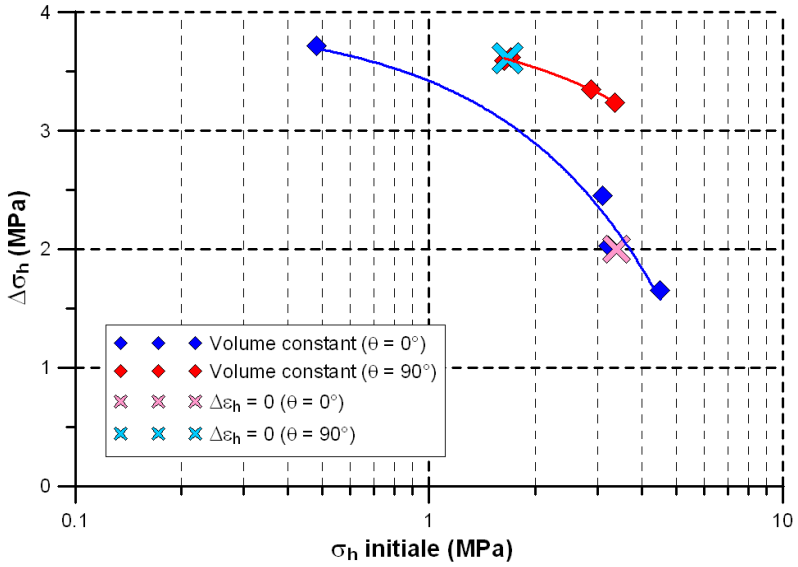


Figure 4-30 : Evolution de la différence de contrainte latérale lors de la saturation en fonction de celle initiale obtenue par deux méthodes : gonflement empêché et sans déformation latérale.

Pour répondre à la question concernant la variation de la pression de gonflement avec la contrainte verticale initiale σ_v, l'évolution de σ_h et $\Delta\sigma_h$ en fonction de la contrainte verticale initiale est tracée sur la Figure 4-31 et la Figure 4-32 respectivement.

Sur la Figure 4-31, l'effet de l'orientation de l'éprouvette est moins clair par rapport au cas précédent. Mais sur les deux courbes de tendance, on voit tout de même que l'éprouvette parallèle au litage produit une pression de gonflement légèrement plus élevée que celle de l'éprouvette perpendiculaire au litage. De plus, il nous semble que, pour l'éprouvette parallèle au litage, la pression de gonflement latérale ne varie pas beaucoup en fonction de σ_v initiale : quand σ_v initiale augmente de 1,19 MPa à 3,65 MPa, la pression de gonflement latérale varie entre 5,2 MPa et 6,6 MPa. En revanche, pour $\theta = 0°$, la pression de gonflement latérale augmente de 4,2 MPa à 6,14 MPa quand σ_v initiale augmente de 0,7 MPa à 3,95 MPa. La même remarque peut être faite en observant la Figure 4-32 : $\Delta\sigma_h$ de l'éprouvette parallèle au litage ne dépend pas significativement de σ_v initiale. Selon la courbe de tendance de l'éprouvette perpendiculaire au litage, à une contrainte verticale initiale suffisamment grande, $\Delta\sigma_h$ peut diminuer à une valeur très faible.

La Figure 4-33 et la Figure 4-34 montrent respectivement l'évolution de σ_v et celle de $\Delta\sigma_v$ en fonction de σ_v initiale. Cette fois, l'effet de l'orientation de l'éprouvette n'est pas observé. Cela peut être dû à la relaxation de la presse qui a masqué l'effet de l'anisotropie inhérente. Ainsi, on ne peut

conclure que quand σ_v initiale augmente, la pression de gonflement dans la direction verticale augmente aussi. De plus, à une valeur de σ_v initiale suffisamment grande, la contrainte latérale n'augmente plus lors de la saturation.

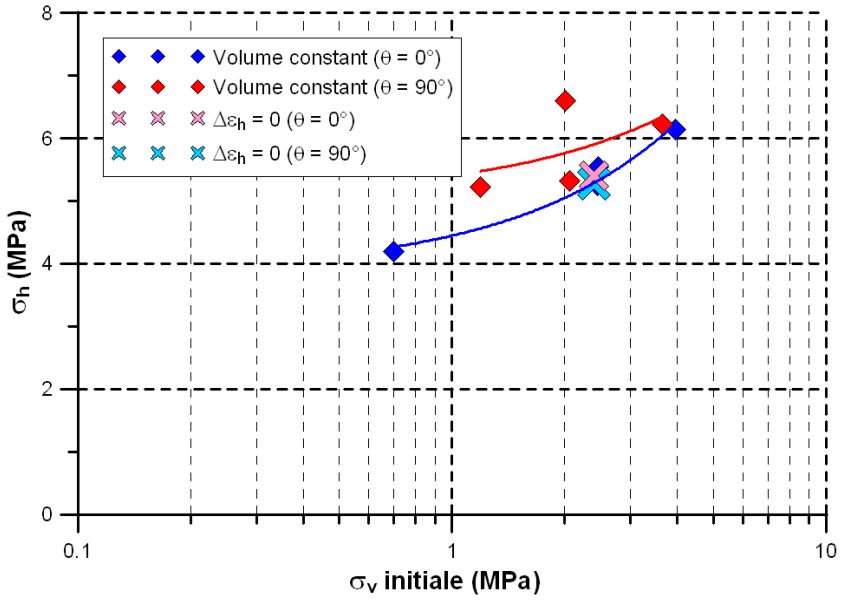


Figure 4-31 : Evolution de la contrainte latérale lors de la saturation en fonction de contrainte verticale initiale, obtenue par deux méthodes : gonflement empêché et sans déformation latérale.

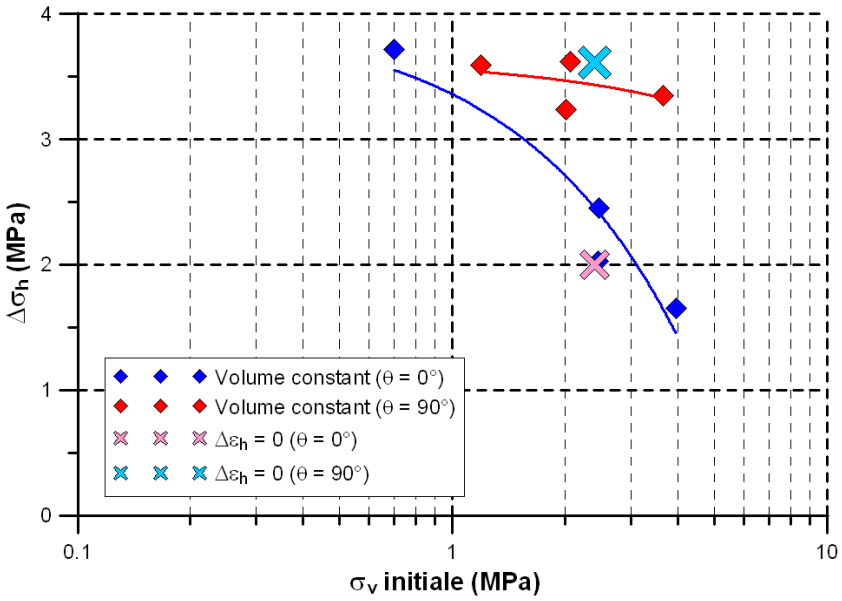


Figure 4-32 : Evolution de la différence de contrainte latérale lors de la saturation en fonction de la contrainte verticale, obtenue par deux méthodes : gonflement empêché et sans déformation latérale.

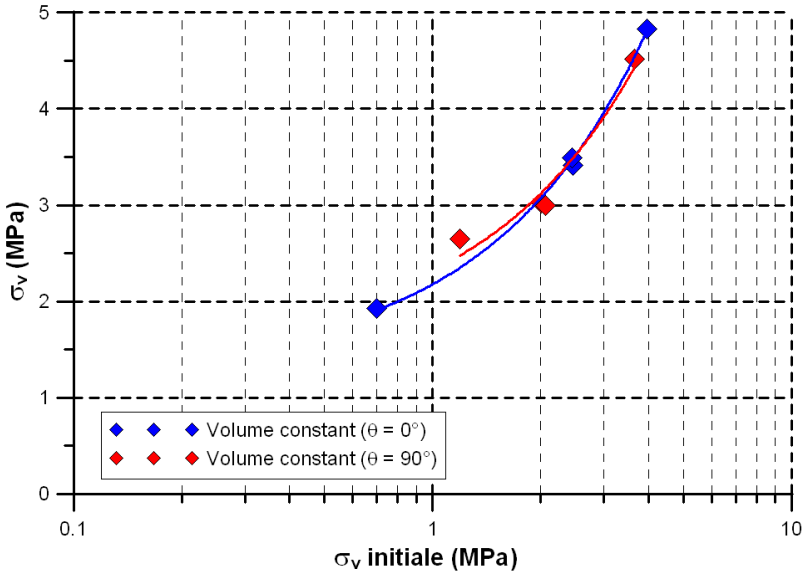


Figure 4-33 : Evolution de la contrainte verticale lors de la saturation en fonction de celle initiale, obtenue par la méthode du gonflement empêché.

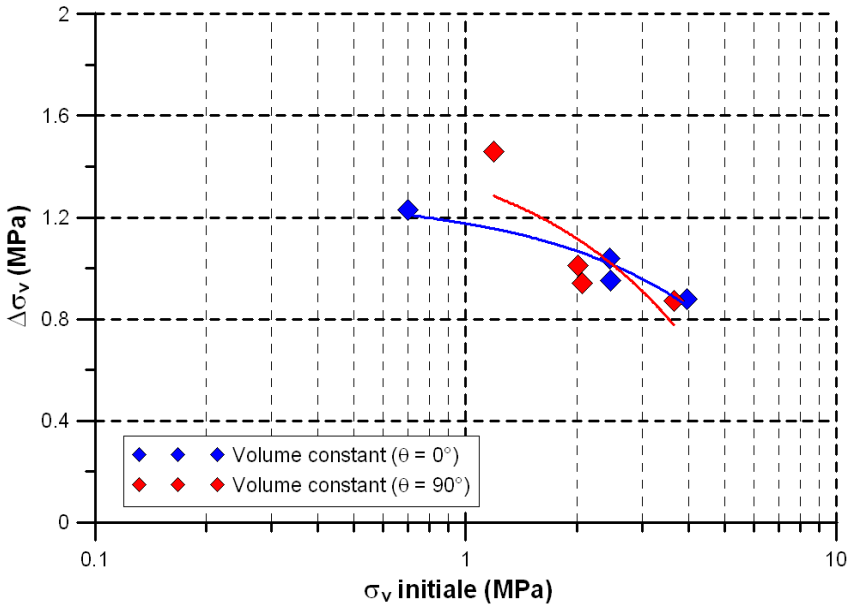


Figure 4-34 : Evolution de la différence de contrainte verticale lors de la saturation en fonction de celle initiale obtenue par la méthode du gonflement empêché.

Toutes les valeurs de pression de gonflement σ_s des deux types d'éprouvettes, obtenues par les essais de gonflements (méthode « non-gonflement », méthode « pré-gonflement », méthode « gonflement empêché ») sont tracées en fonction de l'indice de vides déterminé juste avant la saturation sur la Figure 4-35. Aucun effet de l'anisotropie ne peut être identifié.

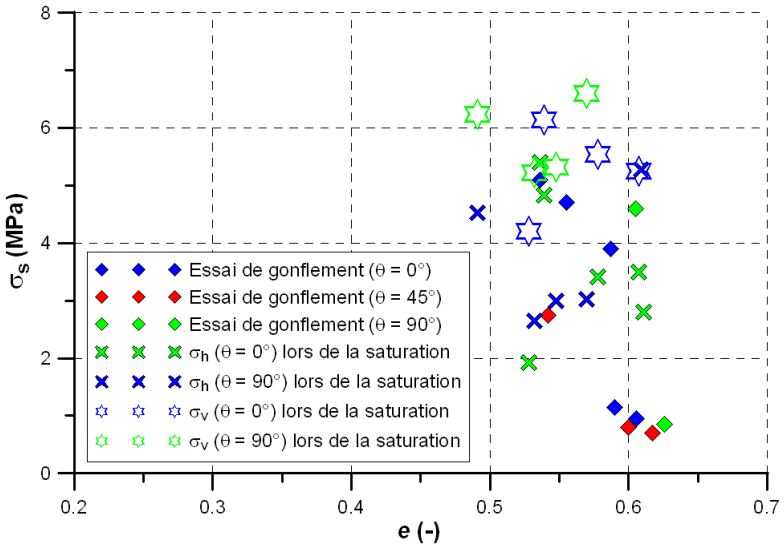


Figure 4-35 : Pression de gonflement σ_s en fonction de l'indice des vides *e*, pour les trois types d'éprouvettes et avec plusieurs méthodes.

La pression de gonflement peut être déterminée de façon indirecte via les courbes de compressibilité obtenues dans les essais oedométrique sous chargement par paliers (Cui et al., 2013). Selon la méthode de Cui et al. (2013), les cycles de chargement/déchargement dans l'essai oedométrique sur l'argile de Boom et l'argile Yprésienne sont revisités. La pression de gonflement (qui est l'intersection de deux asymptotes déterminés via un cycle de chargement ou déchargement) et l'indice des vides initial (au point du commencement du cycle de chargement/déchargement considéré) sont déterminés pour chaque cycle. Dans cette étude, les résultats de cinq essais oedométriques classiques (chargement par paliers) sur trois types d'éprouvettes : θ = 0° (Oedo1, Oedo5), θ = 45° (Oedo3), θ = 90° (Oedo2, Oedo4) sont analysés. Les courbes de compressibilité de ces essais ont été présentées sur la Figure 4-14 et Figure 4-15. Un exemple de la détermination des pressions de gonflement selon cette méthode sur l'éprouvette Oedo5 est montrée sur la Figure 4-36.

Une fois que toutes les valeurs de pression de gonflement sont calculées pour les trois types d'éprouvettes, elles sont regroupées et présentées en fonction de l'indice des vides sur la Figure 4-37. Ces trois courbes de tendances linéaires correspondent à trois types d'éprouvettes sont établies par la méthode de la racine au carré. Cette relation linéaire est en bon accord avec l'observation de Cui et al. (2013) sur l'argile Yprésienne et l'argile de Boom. A partir de ces trois courbes de tendance, on voit que le degré de l'anisotropie est plus significatif lors que l'indice des vides est faible (entre 0,25 – 0,4). A la valeur de l'indice des vide proche de celle in-situ (autour de 0,6), l'effet de l'anisotropie inhérente n'est pas important.

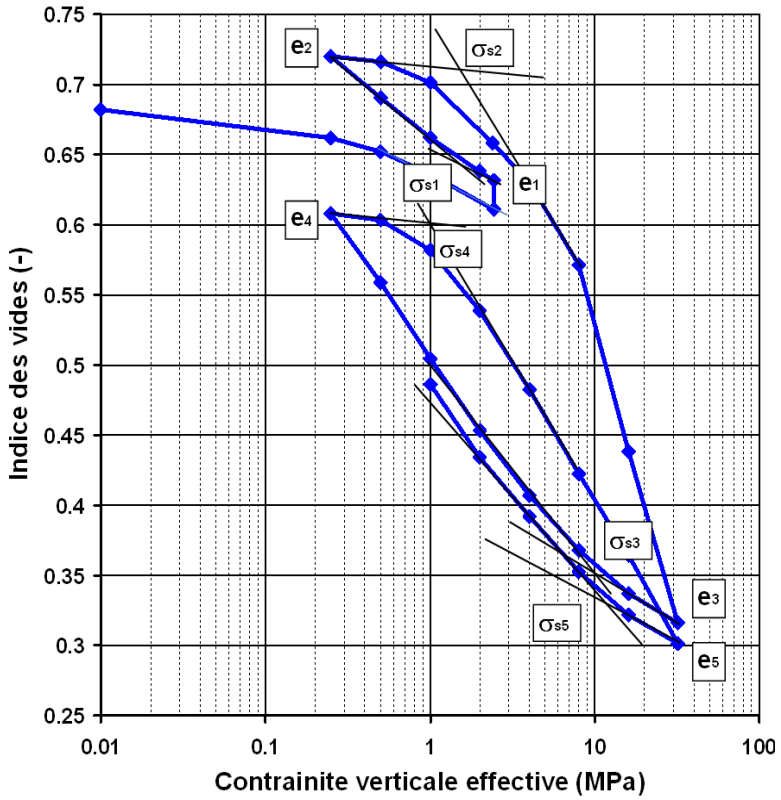


Figure 4-36 : Pression de gonflement déterminée sur l'éprouvette de l'argile de Boom naturelle Oedo5 selon la méthode de Cui et al. (2013).

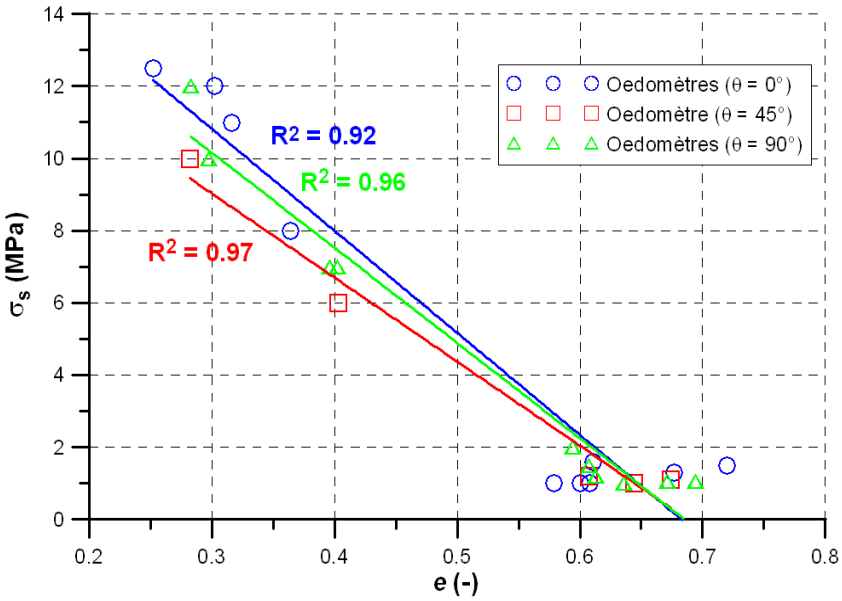


Figure 4-37 : Evolution de la pression de gonflement en fonction de l'indice des vides, obtenue à partir des courbes oedométriques classiques sur trois types d'éprouvettes différentes.

Sur la Figure 4-38, les résultats de la pression de gonflement obtenus avec la méthode indirecte (essais oedométriques) sont mis en ensemble avec ceux obtenus avec trois méthodes directes (non gonflement, pré-gonflement, mesure directe de la contrainte verticale et radiale lors de la re-saturation). Une belle tendance globale est trouvée : relation linéaire entre la pression de gonflement et l'indice des vides initial. Cette observation est en bon accord avec celle de Cui et al. (2013). En effet, selon cette méthode d'interprétation, la variation de l'indice des vides conditionne la pression de gonflement. En raison de la variation du volume de l'éprouvette, l'influence des autres facteurs sont masqués. Si l'on veut observer l'effet de l'anisotropie inhérente sur la pression de gonflement, il faudra s'assurer que l'indice des vides est constant.

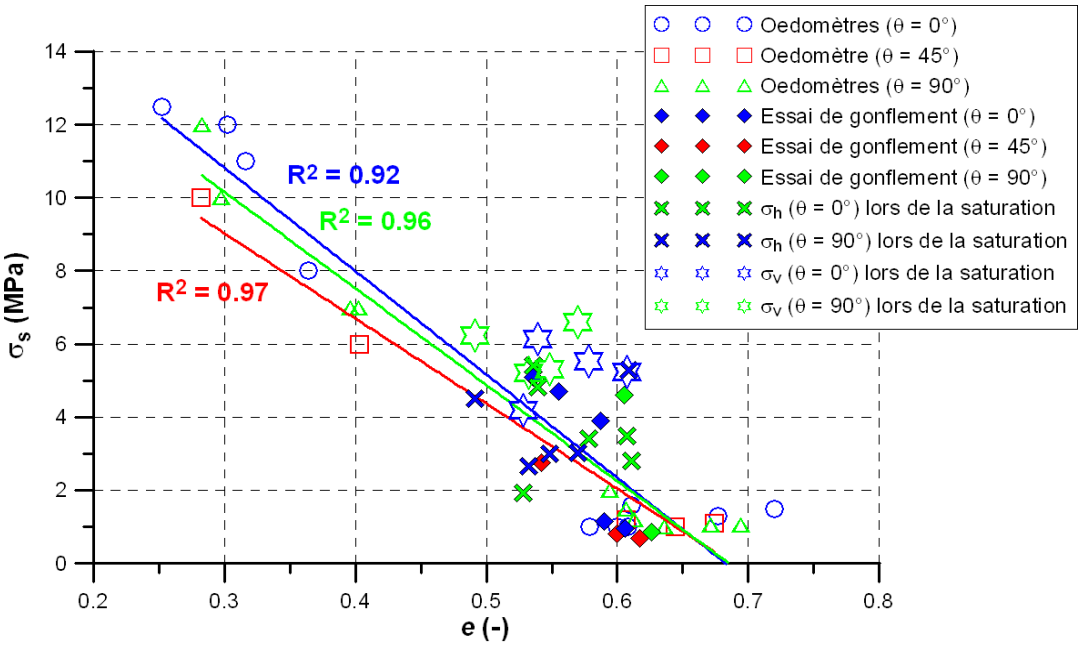


Figure 4-38 : Evolution de la pression de gonflement en fonction de l'indice des vides, obtenue à partir des courbes oedométriques classiques, des essais de gonflement et des essais oedométriques dans une cellule modifiée.

4.4.3. Comportement en condition K_0 après la re-saturation

Le comportement en condition K_0 après la re-saturation a été étudié à travers : (i) des essais oedométriques à déplacement contrôlé (0,001 mm/min) et à contrainte verticale contrôlée via le chargement paliers, (ii) essais triaxiaux à déplacement vertical contrôlé (0,001 mm/min) en empêchant la déformation radiale avec tolérance donnée.

Comme les essais triaxiaux en condition K_0 sont effectués sur des éprouvettes perpendiculaires, seuls les essais oedométriques sur ce type d'éprouvettes sont choisis pour comparer avec les essais triaxiaux sur la Figure 4-39.

En comparant deux essais oedométriques Oedo11 (déplacement vertical contrôlé) et Oedo15 (contrainte contrôlée), on voit que ces deux essais donnent des résultats assez proches en termes de chemin de contrainte et de rapport σ_h'/σ_v'. Le seul point qui n'est pas très cohérent entre ce deux essais est le « petit creux » sur la courbe de σ_h'/σ_v' en fonction de p'. Ce phénomène a été observé dans l'essai Oedo11 et deux essais triaxiaux, mais il n'est pas observé dans l'essai Oedo15. Cela peut être expliqué par la différence des méthodes appliquées : déplacement contrôlé pour l'essai Oedo11 et contrainte contrôlée pour l'essai Oedo15. Rappelons que ce petit creux était aussi observé pendant des essais triaxiaux en condition K_0, dans lequel le déplacement contrôlé est appliqué.

Deux essais triaxiaux K3HP1 et K4HP1 montrent la répétabilité parfaite quand p' augmente de 2,4 MPa à 9 MPa. Malheureusement, dans l'essai K3HP1, suite à une coupure électrique inatendue au milieu de l'essai, cet essai était forcé d'arrêter à une valeur p' = 9 MPa.

A traver les essais Oedo11 et l'essai K4HP1, on voit qu'il y a deux points qui ne sont pas en bon accord. Premièrement, dans le plan (p' - q), la partie liénaire de la courbe de l'essai triaxial en dehors de la surface de charge initiale se trouve en dessous de celle de l'essai oedométrique. La première explication pour cette différence concerne probablement aux conditions de drainage. Dans l'essai oedométrique, comme la hauteur de l'éprouvette est petite, le drainage est mieux assuré que celui dans l'essai triaxial en condition K_0. Cela pourrait aussi expliquer la petite différence en termes de valeur finale de σ_h'/σ_v' : 0,85 pour l'essai triaxial en condition de K_0 et 0,78 pour l'essai oedométrique. Notons que :

- (i) l'effet de drainage est mieux visé en comparant des essais oedométriques et triaxiaux ; si on compare seulement les essais triaxiaux en condition K_0, cet effet devient moins visible ;
- (ii) l'effet de drainage est plus visible dans un essai en condition K_0 (sans déformation radiale), autrement dit, pour un essai triaxial classique, l'effet de drainage sera significativement moins visible.

Il y a aussi d'autres explications pour ces différences par exemple : les conditions de tolérance de déforamtion radiale dans l'essai triaxial et dans l'essai oeodmétrique ne sont pas tout à fait les mêmes, la modification de la microstructure suite à la re-saturation sous contrainte contrôlée (dans un essai triaxial) et déplacement contrôlé (dans un essai oedométrique). En tout cas, les deux valeurs finales de σ_h'/σ_v' sont toujours inférieures à la valeur mesurée in-situ (0,9). En effet, les états de contrainte à la fin des essais triaxiaux en condition K_0 sont différents par rapport aux ceux in-situ. De plus, il existe toujours une différence d'échelles entre les essais au laboratoire et ceux in-situ.

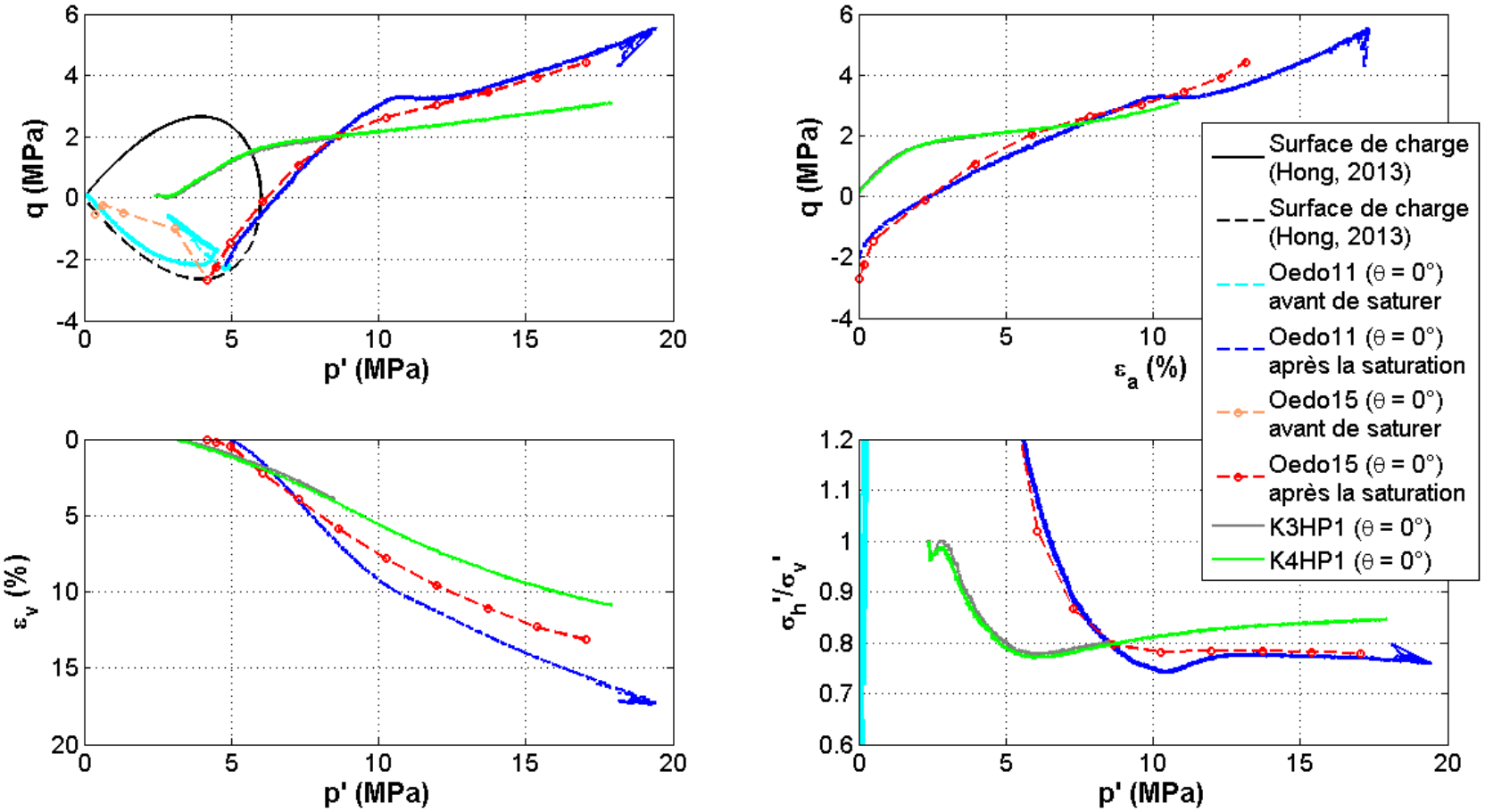

q (MPa)
p' (MPa)
ε_a (%)
ε_v (%)
σ_h'/σ_v'
Surface de charge (Hong, 2013)
Surface de charge (Hong, 2013)
Oedo11 (θ = 0°) avant de saturer
Oedo11 (θ = 0°) après la saturation
Oedo15 (θ = 0°) avant de saturer
Oedo15 (θ = 0°) après la saturation
K3HP1 (θ = 0°)
K4HP1 (θ = 0°)

Figure 4-39 : Comparaison des résultats des essais oedométriques et triaxiaux en condition K_0.

4.5. Conclusions

Le comportement hydro-mécanique en condition K_0 de l'argile de Boom naturelle a été étudié au moyen des essais de gonflement, des observations microstructurales (porosimétrie au mercure, MEB), des essais oedométriques dans des cellules classique et modifiée, sous chargement par paliers et continu, des essais triaxiaux en empêchant la déformation latérale, et finalement des simulations par la méthode des éléments finis.

Le gonflement lors de la saturation a été étudié avec trois types d'éprouvettes à l'aide de plusieurs méthodes différentes. La pression de gonflement peut être déterminée à partir de la courbe (ε_a - σ_v) via trois méthodes : « non-gonflement » en basse pression, « non-gonflement » en haute pression, « pré-gonflement ». Ces essais montrent un effet de l'anisotropie inhérente : le gonflement dans la direction perpendiculaire au litage est plus grand que celui dans la direction parallèle au litage. Comme les pressions de gonflement mesurées sur trois types d'éprouvettes sous une même condition ne sont pas très différentes, l'effet de l'anisotropie n'est donc pas significatif. De plus, la méthode « pré-gonflement » donnait une valeur de pression de gonflement toujours plus grande que celle obtenue par les autres méthodes. Notons qu'à faible contrainte, le gonflement du sol efface l'anisotropie du matériau.

La pression de gonflement σ_s dans la cellule oedométrique peut être aussi déterminée via des mesures directes à l'aide du capteur de pression latérale installé dans une cellule oedométrique (cellule modifiée) et du capteur de force installé sur la presse. La méthode de contrainte verticale constante et de gonflement empêché ont été choisies. L'effet de la contrainte latérale initiale et la contrainte verticale initiale (avant la re-saturation) sur la pression de gonflement dans deux directions horizontale et verticale a été analysé. Avec cette façon d'interpréter nos données, d'une part, l'anisotropie a été mise en évidence : le gonflement dans la direction perpendiculaire au litage est plus important que celui parallèle au litage. Notamment, l'effet de l'anisotropie du gonflement apparait plus clair en interprétant des mesures de pression latérale qu'en interprétant des mesures de pression axiale qui sont influencées par la relaxation de la presse. D'autre part, due à l'augmentation significative de la contrainte radiale, le déviateur $q = \sigma_v - \sigma_h$ devient négatif à la fin de la saturation.

La méthode secondaire pour déterminer la pression de gonflement à travers des cycles de chargement ou déchargement dans l'essai oedométrique par paliers (méthode de Cui et al., 2013) a été également appliquée. Les variations de la pression de gonflement σ_s trouvée par cette méthode

en fonction de l'indice des vides *e* initial (avant la re-saturation) ont été examinées. Selon cette interprétation, l'effet de l'anisotropie inhérente est significatif lorsque l'indice des vides est petit (0,25 – 0,4). A condition in-situ (indice des vides autour de 0,6), l'effet de l'anisotropie inhérente n'est plus important. De plus, une bonne cohérence entre cette méthode et les méthodes traditionnelles pour déterminer la pression de gonflement a été obtenue : dans le plan (e – $\log\sigma_s$), la relation entre la pression de gonflement et l'indice des vides est linéaire.

Le comportement après la saturation a été étudié à travers des courbes de compressibilité (e - $\log\sigma_v$') de trois types d'éprouvettes avec les cycles de chargement et déchargement par paliers. A partir de ces courbes, les paramètres de compressibilité (indice de consolidation C_c et de gonflement C_s) et la conductivité hydraulique (par la méthode de Casagrande) sont déterminés. L'effet de l'orientation de l'éprouvette ne joue pas un rôle significatif sur la courbe de compressibilité de l'argile de Boom. En revanche, en terme de la conductivité hydraulique k, l'anisotropie est bien trouvée : $k_{//}$ (parallèle au litage) < k_{45} (incliné 45°) < $k_{\perp}$ (perpendiculaire au litage). Comme l'âge et le niveau de perturbation (c'est-à-dire la distance de la galerie) des éprouvettes utilisées pour déterminer k sont différents, les valeurs de la conductivité hydraulique déterminées sont probablement influencées : elles sont plus élevées que celles mesurées in-situ.

Les comportements de l'argile de Boom en condition K_0 dans la cellule oedométrique modifiée (contrainte contrôlé ou déplacement contrôlé) et triaxiale en empêchant la déformation latérale (déplacement vertical contrôlé 0,001 mm/min) sont comparés. Chaque méthode a ses avantages et ses inconvénients. Pour la cellule oedométrique modifiée, la condition de drainage est mieux assurée mais il y a toujours la question sur l'exactitude de la mesure de pression latérale due au frottement entre la paroi de la cellule oedométrique et l'éprouvette. Quant à l'essai triaxial en empêchant la déformation latérale ε_h, la condition de pilotage $\Delta\varepsilon_h = 0$ ne peut pas être strictement atteinte. En revanche, les contraintes dans ce cas sont mieux contrôlées. L'effet de drainage latéral qui était simulé dans le chapitre 2 est confirmé dans ce chapitre à travers des essais triaxiaux en condition K_0. Au niveau expérimental, l'effet le drainage latéral sur le comportement de l'argile de Boom est moins significatif que celui simulé, et peut être négligé. En termes de l'évolution du rapport σ_h'/σ_v' en fonction de la contrainte moyenne p', un phénomène commun est trouvé dans les essais oedométrique et triaxial : ce rapport diminue rapidement quand le chemin de contrainte se trouve à l'intérieur de la surface de charge initiale, et puis, lorsque le chemin de contrainte sort de la surface de charge initiale, la relation (p' - q) devient linéaire, et le rapport σ_h'/σ_v' augmente légèrement vers une valeur stable. Il existe encore quelques points différents entre les résultats

expérimentaux de l'essai triaxial en condition K_0 et l'essai oedométrique en raison de l'état de saturation de l'éprouvette et les conditions d'essais. Par la comparaison dans le plan (p' – q), on constate que l'éprouvette dans l'essai triaxial est probablement moins saturée (même avec le drainage latéral) que celle dans l'essai oedométrique. Comme il s'agit d'un essai triaxial sous une condition spécifique (sans déformation latérale), l'effet de saturation est plus visible sur le comportement après la re-saturation. Pour les essais triaxiaux normaux (sous contrainte de confinement constante par exemple), l'effet de saturation devient moins visible, et le comportement déviatorique de l'éprouvette peut être considéré comme à l'état saturé.

Quelques simulations du comportement hydro-mécanique de l'argile de Boom en condition K_0 (essai oedométrique) en utilisant le code Bil et le code_Aster ont été effectuées. L'éprouvette était supposée d'être bien saturée au cours de la consolidation. Le modèle Cam-Clay modifié (MCC) avec G constant ou ν constant a été choisi pour appréhender le comportement en condition K_0 en termes d'évolutions du chemin de contrainte et du rapport de σ_h'/σ_v'. L'évolution de σ_h'/σ_v' en fonction de p' a été analysée et la tendance de celle-ci ressemble à celle expérimentale. Selon ces simulations, le chemin de contrainte n'influence pas la valeur finale du rapportσ_h'/σ_v', et tous les chemins de contrainte s'approchent d'une ligne commune quand la contrainte moyenne est suffisamment grande. La simulation par le code_Aster a confirmé les résultats de simulation du code Bil. Le point faible de la version MCC avec G constant a été également montré : celle-ci peut donner des valeurs de σ_h'/σ_v' négatives qui ne sont pas cohérentes avec l'étude expérimentale. Ce point peut être évité soit en choisissant une valeur très faible de G (qui n'est pas compatible non plus avec l'étude expérimentale), soit en utilisant le modèle MCC avec ν constant.

Chapitre 5

Comportement hydro-mécanique en condition triaxiale

5.1. Introduction

Dans ce chapitre, le comportement hydro-mécanique (isotrope et déviatorique) est étudié à travers des essais triaxiaux drainés en condition isotherme (T = 25°C). Deux cellules triaxiales ont été utilisées : sous presse HP1 et auto-compensée HP3. Trois types d'éprouvettes ont été préparés sur la carotte prélevée horizontalement à partir de la galerie de connexion. Pour minimiser la perturbation de l'excavation, seule la partie loin de la galerie (distance r à partir de l'axe de galerie > 4 m) a été utilisée. Une vitesse de cisaillement de 0,001 mm/min qui est considérée comme une vitesse suffisamment lente (voir chapitres 2 et 4) a été utilisée. Premièrement, le comportement durant la re-saturation sous contrainte isotrope est analysé. Ensuite, le comportement déviatorique est étudié à travers des résultats directs (déformations locale et globale, contrainte déviatorique en fonction du temps) et l'interprétation suivant l'approche proposée par Moulin (1989) qui a été adopté par plusieurs auteurs comme (Le, 2008; Nguyen, 2013; Sultan, 1997) : les variations de la contrainte moyenne effective p', de la contrainte déviatorique q, de la déformation axiale ε_a, de la déformation volumique ε_v sont considérées en même temps. La mesure sur la vitesse de propagation d'ondes V_s et V_p à l'aide de trois jeux d'éléments piézoélectriques (S3P3, S4P4, et SAPA) installés dans la cellule HP3 est également discutée. A partir de ces résultats, les paramètres élastiques à très petites déformations (grâce aux mesures de V_s et V_p) et à petites déformations (grâce aux mesures de contrainte et de déformation par des capteurs locaux) seront déterminés. La bande de cisaillement de chaque type d'éprouvettes est également analysée à l'échelle macroscopique (à l'œil nu) et microscopique (par porosimètre au mercure). Notons que la description des matériels utilisés (cellules triaxiales, jeux d'éléments piézoélectriques) et les caractéristiques initiales des éprouvettes testées (densité, teneur en eau, succion, distance r,

orientation du litage) ont été présentées dans le chapitre 2. Dans tous les essais, les valeurs de contrainte avant la re-saturation correspondent aux contraintes totales.

5.2. Re-saturation sous contrainte isotrope

Pendant la phase de re-saturation, les déformations locales (déformations axiale ε_a et radiale ε_r mesurées à l'aide des LVDTs) sont examinées. Pendant cette phase, comme la mesure de ε_a globale (à l'aide d'un comparateur installé à l'extérieur de la cellule triaxiale) est influencée par l'augmentation de la pression de confinement, on a choisi de ne pas présenter les résultats de ε_a globale dans cette phase.

Parce que le matériau étudié est isotrope transversal, la position des LVDTs par rapport au plan du litage est à prendre en compte pour interpréter les mesures de ε_a et de ε_r de chaque type d'éprouvette. Rappelons qu'il y a 4 LVDTs radiaux dans la cellule triaxiale HP1 et 3 LVDTs radiaux dans la cellule triaxiale HP3. Pour l'éprouvette perpendiculaire au plan du litage ($\theta = 0°$), suivant la théorie de l'isotropie transversale, on obtient toujours des déformations parallèle et perpendiculaire au plan du litage. Cependant, pour l'éprouvette parallèle au plan du litage ($\theta = 90°$), la déformation radiale est théoriquement anisotrope dans le plan horizontal. Il est donc nécessaire de marquer la position des LVDTs radiaux par rapport à l'orientation du litage pour chaque essai. En effet, les LVDTs ont été disposés pour qu'il y ait toujours au moins une mesure de déformation perpendiculaire au plan du litage. Cette disposition pour les deux cellules triaxiales HP1 et HP3 est illustrée sur la Figure 5-1. Sur cette figure, l'anneau qui supporte des LVDTs de la cellule HP1 est également présenté. Le système des LVDT de la cellule triaxiale HP3 possède également cet anneau avec le même principe de support.

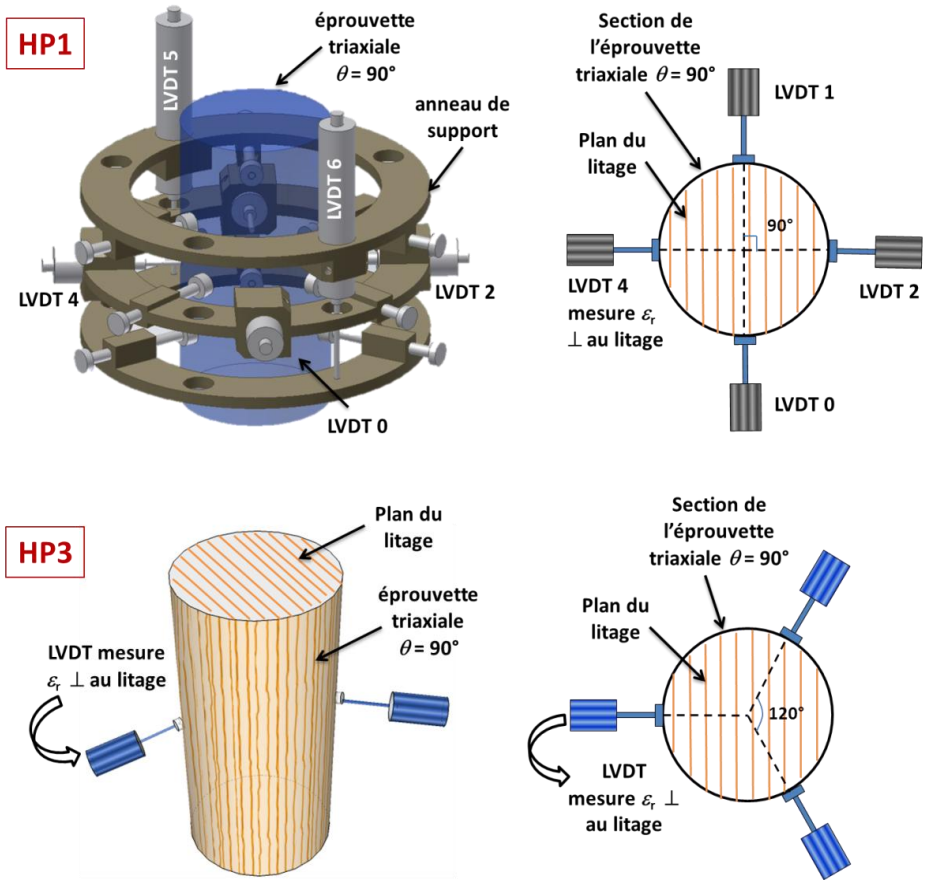


Figure 5-1 : Disposition des LVDT radiaux de la cellule triaxiale HP1 (4 LVDTs radiaux) et de la cellule triaxiale HP3 (3 LVDTs radiaux) sur l'éprouvette parallèle au litage (θ = 90°).

5.2.1. Déformations locales

Les variations de la pression de confinement totale p, de la contre-pression (ou de la pression interstitielle) p_{cp}, de la pression de confinement effective p', et des déformations locales pendant la phase de re-saturation sous contrainte isotrope sont montrées sur la Figure 5-2 (θ = 0°), la Figure 5-3 (θ = 0°), et dans l'Annexe A (Figure A-1 (θ = 45°) et Figure A-2 (θ = 90°)). La déformation volumique locale ε_v est calculée à partir de celle axiale (ε_a) moyenne et celle radiale (ε_r) moyenne. Les formules utilisées pour déterminer ε_v locale pour chaque type de cellule triaxiale utilisée sont :

$$\varepsilon_{v\ locale} = \varepsilon_{a\ moyenne} + 2\varepsilon_{r\ moyenne}$$

$$\varepsilon_{v\ locale\,HP1} = \frac{\varepsilon_{a\,(LVDT5)} + \varepsilon_{a\,(LVDT6)}}{2} + \frac{\varepsilon_{r\,(LVDT0)} + \varepsilon_{r\,(LVDT1)} + \varepsilon_{r\,(LVDT2)} + \varepsilon_{r\,(LVDT4)}}{2} \qquad (0.0)$$

$$\varepsilon_{v\ locale\,HP3} = \frac{\varepsilon_{a\,(LVDT1)} + \varepsilon_{a\,(LVDT5)}}{2} + \frac{2(\varepsilon_{r\,(LVDT2)} + \varepsilon_{r\,(LVDT3)} + \varepsilon_{r\,(LVDT4)})}{3}$$

Notons que l'éprouvette perpendiculaire au litage utilisée dans l'essai K2HP1 (Figure 5-2) n'était pas drainée latéralement contrairement aux éprouvettes utilisées dans les essais K4HP1, T4HP1 et T6HP3. Dans l'essai T6HP3, le LVDT 3 a été disposé de telle sorte qu'il mesure la déformation perpendiculaire au plan du litage.

En comparant la déformation radiale mesurée par chaque LVDT avant la re-saturation dans les essais K2HP1 et K4HP1 (Figure 5-2b et Figure 5-3b), on voit que les valeurs de ε_r de l'essai K2HP1 (ε_r maximale de l'ordre de 0,05%) sont plus faibles que celles de l'essai K4HP1 (ε_r maximale de l'ordre de 0,2%). Cela peut être expliqué par le papier filtre roulé autour de l'éprouvette de l'essai K4HP1. Comme ce papier filtre est compressible, il engendre de petites déformations radiales supplémentaires par rapport à celles de l'éprouvette sans papier filtre autour d'elle. Les déformations ε_r de l'éprouvette inclinée à 45° (T4HP1) et parallèle au plan du litage (T6HP3) (voir Annexe A - Figure A-1b et Figure A-2b) sont légèrement plus grandes que celles de l'éprouvette perpendiculaire au plan du litage (K4HP1) due à l'anisotropie inhérente de l'argile de Boom. En tous cas, l'ordre de grandeur de la déformation avant la saturation en cas du drainage latéral et axial reste toujours faible. C'est aussi la raison pour laquelle l'indice des vides des trois types d'éprouvettes change légèrement pendant cette phase (voir Annexe A - Figure A-3).

La deuxième remarque à l'issue de ces résultats concerne le gonflement léger au début de la phase de consolidation isotrope des essais T4HP1 et T6HP3. Ce gonflement initial n'a pas duré longtemps : environ 20 h pour l'éprouvette T4HP1 et 50 h pour l'éprouvette T6HP3. Ce phénomène a été également observé par Nguyen et al. (2013) sur une éprouvette de l'argile de Boom perpendiculaire au plan du litage. L'origine de ce phénomène pourrait être : (i) présence de l'eau piégée dans la pierre poreuse, (ii) augmentation rapide de la température dans la cellule triaxiale pour que la température de l'éprouvette atteigne 25°C (la température de la salle d'expérimentation est environ 20°C).

L'anisotropie inhérente de l'éprouvette est montrée à travers le rapport entre la déformation radiale et celle axiale, notamment pendant la phase de re-saturation de deux types d'éprouvettes : θ = 0° et θ = 90°. La déformation locale finale ε_a est la valeur moyenne des valeurs mesurées par chaque LVDT axial. De même, la déformation locale finale ε_r est la valeur moyenne des valeurs mesurées par chaque LVDT radial. Notons que pendant de l'essai T6HP3, on a rencontré un problème technique inattendu avec le LVDT 1 (axial). Suite à ce problème, pour cet essai, seules les mesures du déplacement axial par le LVDT 5 sont prises en compte dans le calcul de ε_a locale.

Autrement dit, ε_a locale moyenne (Annexe A - Figure A-2c) est égale à ε_a de LVDT 5 (Annexe A Figure A-2b).

Pour l'éprouvette perpendiculaire au litage (θ = 0°), la déformation perpendiculaire au litage (ε_a locale) est toujours plus grande que celle parallèle au litage (ε_r locale) (voir Figure 5-2c et Figure 5-3c). De même, pour l'éprouvette parallèle au litage (Annexe A - Figure A-2c), la déformation perpendiculaire au litage (ε_r locale) est toujours plus grande que celle parallèle au litage (ε_a locale). Les valeurs plus précises de la déformation dans deux directions de ces deux types d'éprouvettes à la fin de la re-saturation ont été présentées dans le chapitre 4 lors de l'analyse de l'anisotropie du gonflement (voir Tableau 4-3).

En général, l'ordre de grandeur de la déformation à la fin de la phase de re-saturation est en bon accord avec les résultats antérieurs obtenus par Le (2008) et (Nguyen et al., 2013) sur l'argile de Boom.

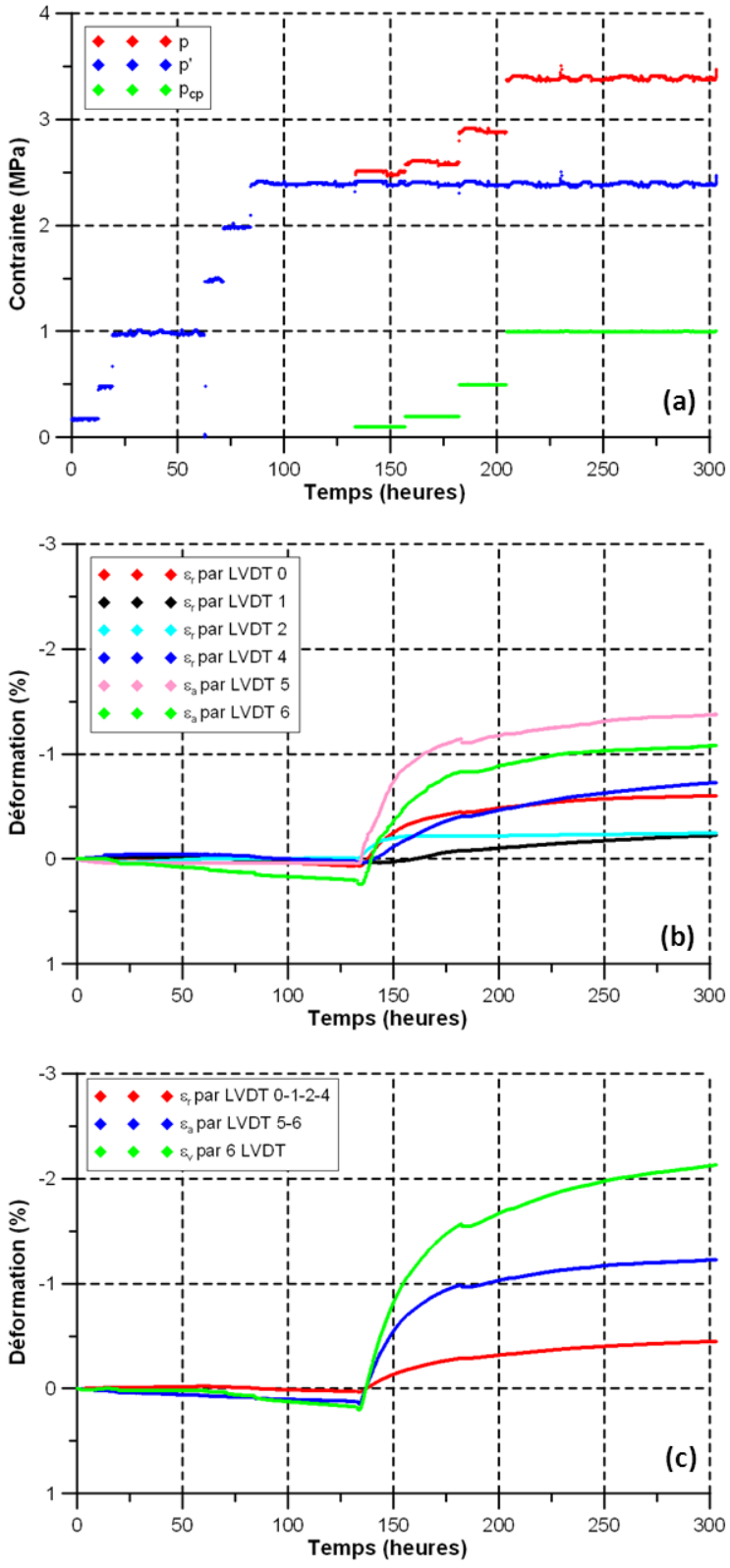


Figure 5-2 : Déformations pendant la phase de re-saturation sous contrainte isotrope dans l'essai K2HP1 (θ = 0°).

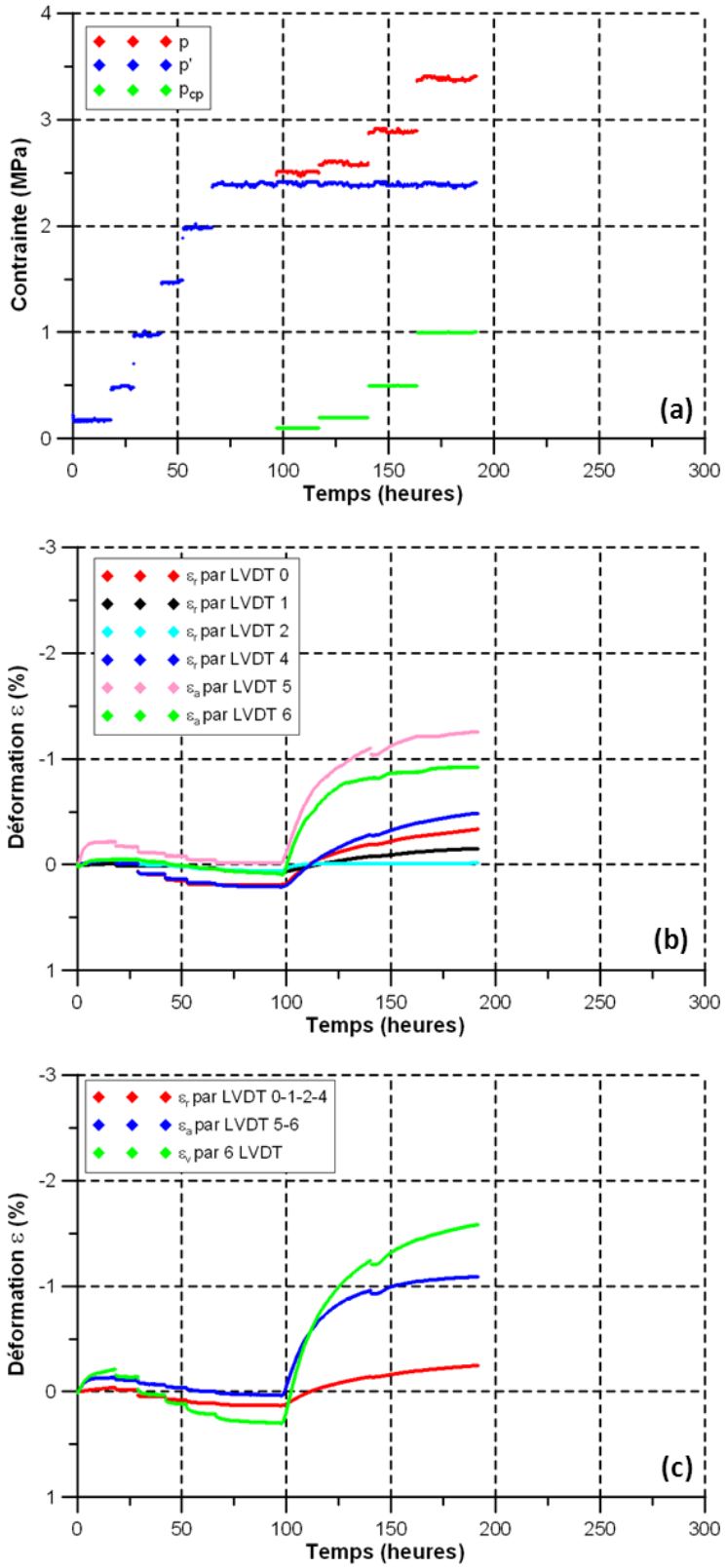


Figure 5-3 : Déformations pendant la phase de re-saturation sous contrainte isotrope dans l'essai K4HP1 (θ = 0°).

Afin d'avoir une vue globale sur l'anisotropie de la déformation au cours de la phase de re-saturation sous contrainte isotrope, les valeurs de ε_r et de ε_a sont tracés en fonction de la pression de confinement pour les trois types d'éprouvettes : $\theta = 0°$ (Figure 5-4a), $\theta = 90°$ (Figure 5-4b), $\theta = 45°$ (Figure 5-4c). La courbe de la déformation axiale sont en rouge et celle radiale en bleu. Les résultats dans les deux Figure 5-4a, b confirment l'anisotropie inhérente de l'argile de Boom. Cette anisotropie est moins évidente avant la re-saturation et devient beaucoup plus claire pendant la re-saturation (via le gonflement). Pour l'essai T2HP1, comme à la fin de la re-saturation (p' = 2,4 MPa), l'éprouvette a été déchargée à p' = 1 MPa, ce qui a engendré des gonflements axial et radial supplémentaires.

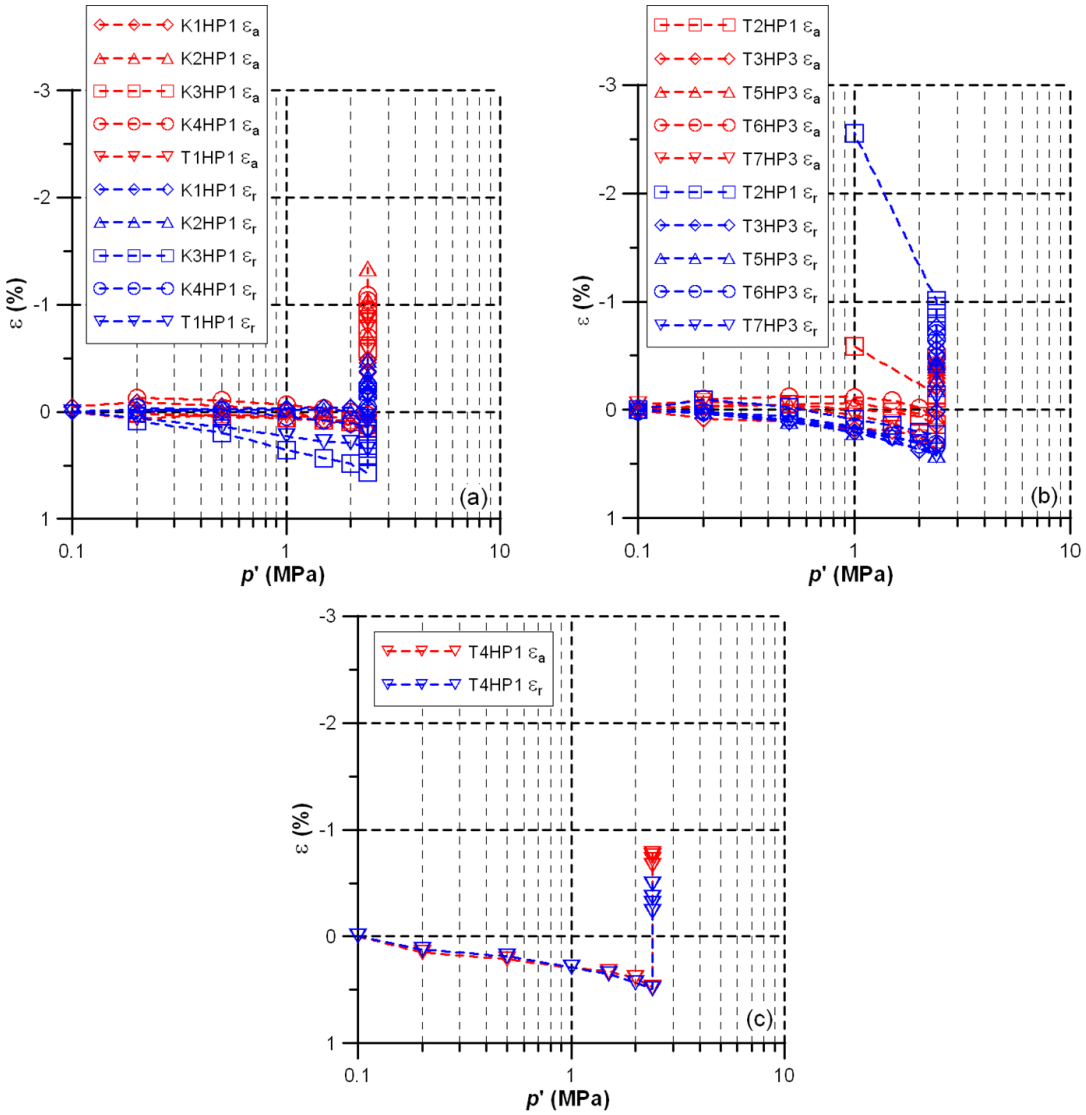


Figure 5-4 : Déformations locales pendant la phase de re-saturation sous contrainte isotrope pour les trois types d'éprouvettes: (a) $\theta = 0°$; (b) $\theta = 90°$; (c) $\theta = 45°$.

5.2.2. Vitesse de propagation d'ondes V_s et V_p

Pendant la phase de la re-saturation sous contrainte isotrope, les mesures de la vitesse d'ondes de cisaillement et de compression ont été effectuées sur trois types d'éprouvettes. En fonction de la disposition des éléments piézoélectriques (orientation des lames) par rapport au litage, des ondes dans plusieurs directions ont été générées. Les types d'ondes enregistrées pour chaque essai triaxial étaient présentés dans le chapitre 2 (voir Tableau 2-11).

Pour chaque essai, les signaux des éléments piézoélectriques lors du montage (où le vide a été appliqué entre l'éprouvette et la membrane) et pendant plusieurs paliers de pression de confinement p ont été enregistrés. Rappelons que p est augmenté de 0,1 MPa → 0,2 MPa → 0,5 MPa→ 1,0 MPa→ 1,5 MPa→ 2,0 MPa → 2,4 MPa → 2,5 MPa → 2,6 MPa → 2,9 MPa → 3,4 MPa. A partir de p = 2,4 MPa, et que l'éprouvette triaxiale est saturée en augmentant la contre-pression pour que p' (contrainte effective) reste toujours à la valeur de 2,4 MPa. Comme on a conclu dans le chapitre 2, la méthode de première flexion (« start-to-start ») est choisie pour relever le temps de propagation d'ondes pour les jeux des éléments piézoélectriques installés dans la cellule triaxiale HP3. La première flexion des signaux enregistrés à un palier quelconque est déterminée en comparant les signaux en étalonnage (c'est-à-dire en mode de contact direct), et ceux enregistré pendant les paliers précédents.

Des ondes de cisaillement $V_{s(hv)}$ et de compression $V_{p(h)}$ enregistrées pendant la phase de re-saturation de l'essai T7HP3 sont présentées sur la Figure 5-5 et la Figure 5-6 respectivement. Les points de commencement identifiés pour chaque palier de contrainte sont également montrés (via les droites noires verticales) sur ces deux figures. Notons que le temps total de mesure est de 1 ms, mais on ne présente que des signaux enregistrés pendant les premiers 0,5 ms pour voir plus clairement la première flexion. Pour l'onde de cisaillement, les signaux sont de plus en plus perturbés lorsque p augmente (notamment après la re-saturation). La détermination du vrai temps de propagation devient difficile, et elle est donc un peu subjective. En comparant des signaux avant et après la saturation, on voit que la mise en eau synthétique défavorise la transmission de l'onde de cisaillement. Quant à l'onde de compression, la première flexion est plus facile à détecter pendant la phase de re-saturation. Plus la pression de confinement est augmentée, plus le temps de propagation diminue. De plus, à la même contrainte effective p' = 2,4 MPa, malgré quelques signaux bruités, le temps de propagation de V_p est trouvé légèrement augmenté. A partir de ces résultats, on conclut que la mise en eau (synthétique) dans l'éprouvette triaxiale favorise la propagation de l'onde de compression.

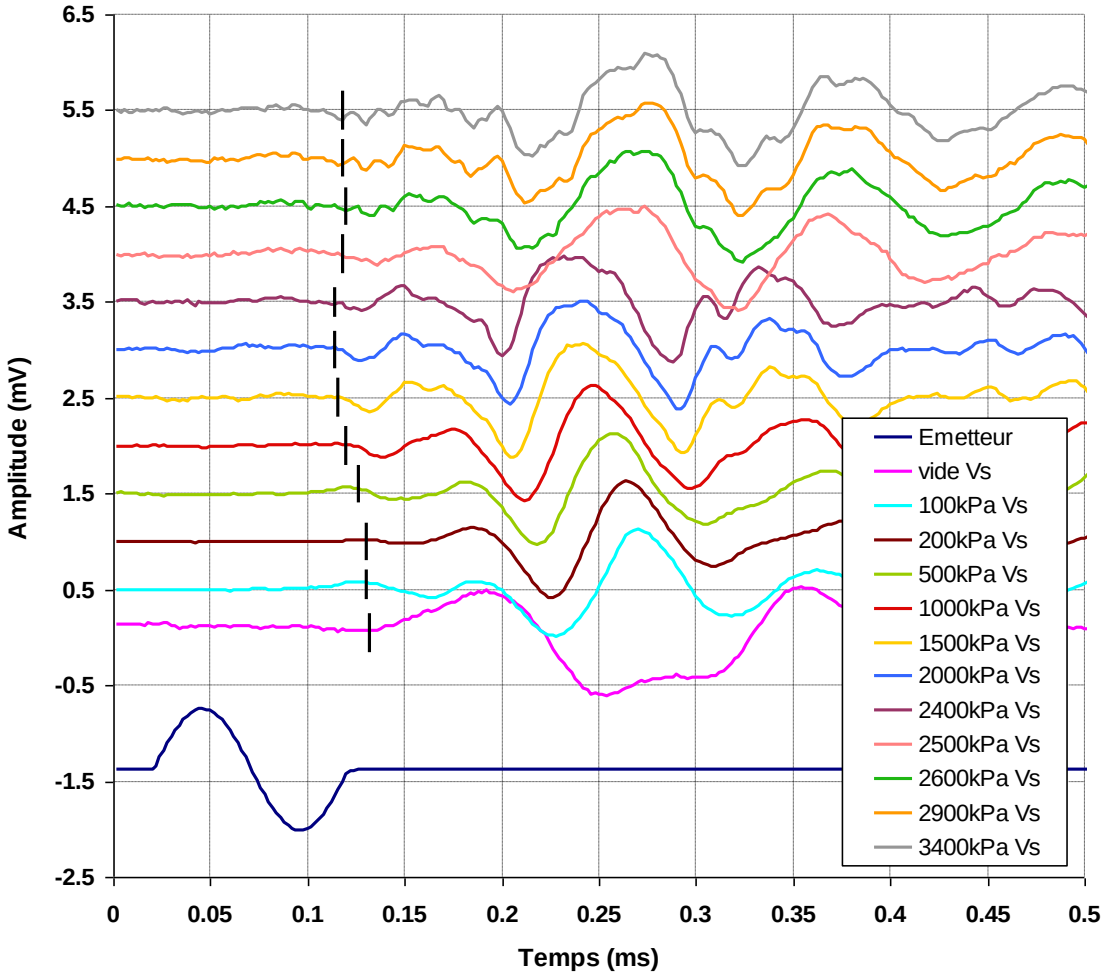


Figure 5-5 : La propagation d'onde transversale (S_{hv}) enregistrée pendant la phase de re-saturation sous contrainte isotrope (p = 0,1-3,4 MPa) dans l'essai T7HP3.

Un autre exemple des signaux d'ondes de cisaillement $V_{s(hh)}$ et de compression $V_{p(h)}$ enregistrées (qui traversent une éprouvette parallèle au litage) pendant la phase de re-saturation est présenté dans l'Annexe A (essai T6HP3 – voir Figure A-6 et Figure A-7). En regardant des signaux de $V_{s(hh)}$, l'effet « cross-talk » a été détecté au cours de la phase de re-saturation pour ce jeu d'éléments piézoélectriques S3P3. L'explication de cet effet a été présentée au chapitre 1 (voir Tableau 1-10). A cause de cet effet, le temps de propagation devient plus difficile à déterminer. Cet effet électrique n'influence que l'acquisition des signaux de l'onde de cisaillement. Ce problème technique a été résolu après avoir terminé cet essai.

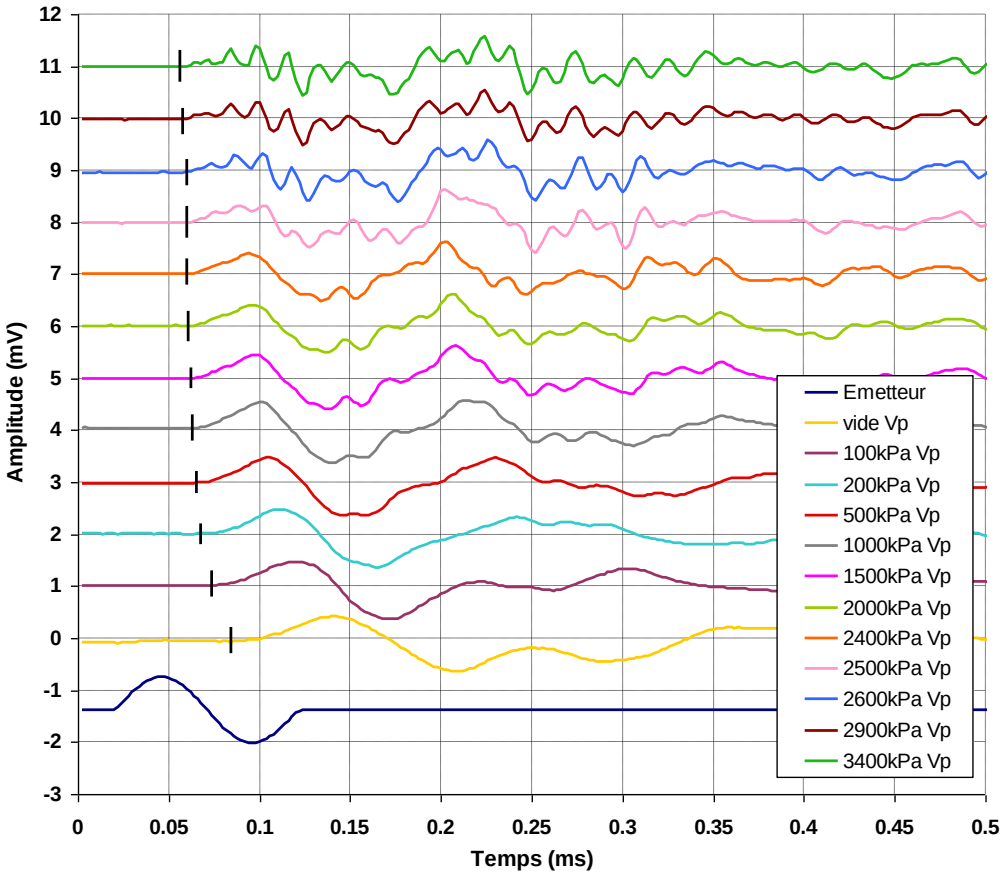


Figure 5-6 : La propagation d'onde longitudinale (P_h) enregistrée pendant la phase de re-saturation sous contrainte isotrope (p = 0,1-3,4 MPa) dans l'essai T7HP3.

Des signaux d'ondes de cisaillement $V_{s(vh)}$ et de compression $V_{p(v)}$ enregistrées (qui traversent une éprouvette perpendiculaire au plan du litage) pendant la phase de re-saturation de l'essai T8HP3 sont présentées dans l'Annexe A (Figure A-8 et Figure A-9). Notons que pour cet essai triaxial : (i) le jeu des éléments piézoélectriques SAPA a été mis en place pour remplacer le jeu S3P3, (ii) suite à une fuite de la cellule triaxiale à p = 2,4 MPa, cet essai a été arrêté. Au cours de la re-saturation sous contrainte isotrope, le phénomène « champ proche » a été détecté dès le début jusqu'à la fin de cet essai. Pour cet essai, la première flexion est déterminée en considérant le premier mouvement important vers le haut ou vers le bas.

Des signaux d'ondes de cisaillement $V_{s(45h)}$ et de compression $V_{P(45)}$ enregistrées (qui traversent une éprouvette inclinée 45° par rapport au litage) pendant la phase de re-saturation sous contrainte isotrope dans l'essai T9HP3 sont présentés dans l'Annexe A (Figure A-10 et Figure A-11). En regardant la Figure A-10, on observe que l'effet « champ proche » est identifié lorsque p est augmenté jusqu'à 200 kPa. A partir de 500 kPa (après avoir cassé le vide appliqué précédemment

dans cette éprouvette), le phénomène du champ proche était disparu. Malgré une disparition du champ proche, il reste encore plus difficile à déterminer correctement la première flexion pour l'onde de cisaillement. A cause de cette disparition, le temps de propagation estimé diminue considérablement et les valeurs de la vitesse $V_{s(45h)}$ deviennent donc plus faibles. A cause de ce phénomène, dans la partie ultérieure concernant cet essai, seuls les résultats de la vitesse et du module de cisaillement à partir de p = 500 kPa sont présentés. Il est donc nécessaire de refaire au moins un essai sur ce type d'éprouvette afin de confirmer la valeur de $V_{s(45h)}$. Néanmoins, les signaux d'onde de compression sont beaucoup moins perturbés et donc plus facile à exploiter.

Des valeurs de la vitesse d'onde de cisaillement dans plusieurs directions déterminées pendant la phase de re-saturation de cinq essais triaxiaux sont montrées sur la Figure 5-7. En comparant ces courbes, on constate que $V_{s(hh)}$ est la plus grande parmi les vitesses enregistrées. Il y a deux courbes de $V_{s(hv)}$: celle de l'essai T5HP3 et celle de l'essai T7HP3. On trouve que la vitesse $V_{s(hv)}$ de l'éprouvette pour l'essai T5HP3 est nettement inférieure à la vitesse V_s moyenne de référence pour l'argile de Boom (entre 650-850 m/s d'après Jongmans et al., 1990). Ceci peut être expliqué par la distance r (par rapport à l'axe de galerie) de cette éprouvette. En effet, pour l'essai T5HP3, la position de l'éprouvette est près de la fin de la carotte R66-67 forée (r = 20,5 m). Il se peut que de petites fissures dues au prélèvement existent encore, qui provoquent une diminution de la raideur mécanique de cette éprouvette. Cette diminution de raideur peut être détectée grâce aux mesures de la vitesse d'ondes. Les valeurs de $V_{s(hv)}$ (T7HP3) et $V_{s(vh)}$ (T8HP3) sont assez proches, qui confirme l'isotropie transversale de cette argile raide. Dans cette figure, si on compare les courbes $V_{s(vh)}$, $V_{s(45h)}$, $V_{s(hh)}$, on observe que : $V_{s(45h)} < V_{s(vh)} < V_{s(hh)}$. De plus, on constate qu'il y a deux points communs sur l'évolution de V_s par rapport à la contrainte de confinement : (i) plus p' est grande, plus V_s est importante, (ii) V_s de l'éprouvette saturée est inférieure à celle de l'éprouvette non saturée.

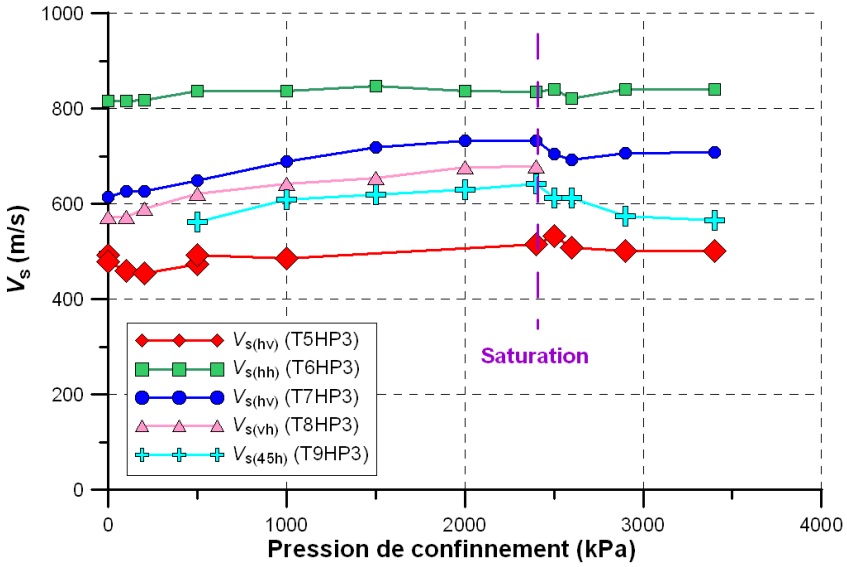


Figure 5-7 : Valeurs de V_s mesurées pendant la phase de re-saturation sous contrainte isotrope.

De même, des valeurs de la vitesse d'onde de compression dans trois directions différentes pendant la phase de re-saturation sous contrainte isotrope sont montrées sur la Figure 5-8. La vitesse de propagation dans l'éprouvette parallèle au litage P_h semble être la plus élevée. On remarque également que la différence entre les trois vitesses de propagation dans trois directions différentes diminue avec l'augmentation de p. Il semble qu'après la saturation, toutes les vitesses convergent vers une valeur d'environ 2000 m/s. Ces valeurs à l'état saturé sont en bon accord avec l'étude bibliographique. Rappelons que V_p de référence pour l'argile de Boom (in-situ) varie entre 1700-1800 m/s d'après Jongmans et al. (1990) (environ 2200 m/s d'après Areias et al. 2012). En général, la valeur de V_p de l'argile de Boom est légèrement supérieure à ceux de l'eau (V_p de l'eau varie entre 1450-1500 m/s d'après Bourbié et al., 1987, Serway 1990). Pour l'éprouvette de l'essai T5HP3, au début de l'essai, la mesure d'onde de compression n'arrive pas à refléter la diminution de la raideur mécanique de cette éprouvette. Mais après la saturation, on voit que la vitesse V_p de cet essai est légèrement inférieure à celles d'autres essais. En comparant avec le cas d'onde de cisaillement, l'effet de petites fissures dues à la méthode de prélèvement de l'argile de Boom est moins prononcé sur la mesure de V_p. De plus, on constate également que $V_{p(v)} < V_{p(45)} < V_{p(h)}$. Finalement, l'effet de la saturation (par l'eau synthétique) sur l'augmentation de V_p de l'argile de Boom est confirmé à travers ces résultats. En observant ces évolutions de V_p dans trois directions différentes (Figure 5-8), on peut estimer de manière globale $V_{p(v)}$ à l'état saturé pour l'essai T8HP3 : avec une vitesse V_p initiale (avant la re-saturation) de 1744 m/s, à la fin de la re-saturation (p = 3,4 MPa et p' = 2,4 MPa), cette valeur peut aller jusqu'à 1800 m/s.

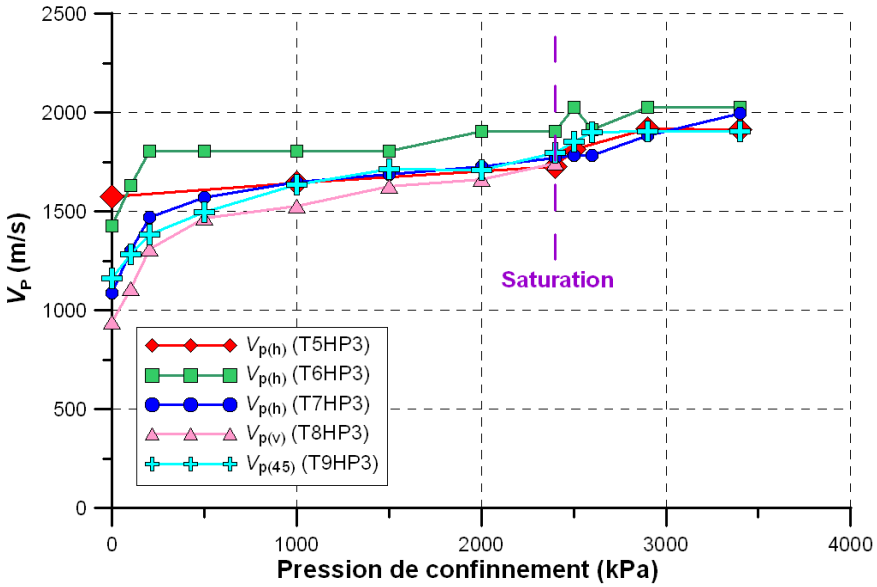


Figure 5-8 : Valeurs de V_p mesurées pendant la phase de re-saturation sous contrainte isotrope.

5.2.3. Comparaison entre les résultats théoriques et les mesures expérimentales

Les valeurs des modules de cisaillement dans trois directions différentes (G_{hv} , G_{45h}, G_{hh}) sont calculées en utilisant la formule présentée au chapitre 1 (voir équation (0.0)). Comme les valeurs de la densité des éprouvettes triaxiales sont très proches (autour de 2,0 Mg/m^3), les évolutions G_{ij} ressemblent à celles de $V_{s(ij)}$ (voir Figure 5-7). Pour G_{hh}, on voit que ses valeurs ne varient pas significativement, entre 1321 MPa et 1432 MPa. Comme la valeur initiale de G_{hh} est déjà assez grande (1340 MPa) par rapport à la valeur de référence de 1483 MPa (Lima, 2011), le G_{hh} évolue légèrement. En revanche, en regardant les autres courbes de G_{hv} (sauf celle de G_{hv} de l'essai T5HP3 dont l'éprouvette se trouve à la fin de la carotte R66-67), comme les valeurs initiales sont inférieures à celle de référence de 1135 MPa, les évolutions peuvent être appréciées de façon plus claire. Pour l'essai T7HP3, G_{hv} varie de 755 MPa à 1072 MPa avant la saturation et de 995 MPa à 1002 MPa après la saturation. Pour l'essai T8HP3, G_{vh} varie de 656 MPa à 920 MPa (avant la saturation). Rappelons que pour l'essai T9HP3, seules les valeurs déterminées à partir de p = 500 kPa sont montrées sur cette figure. Les valeurs de G_{45h} varient de 626 MPa à 815 MPa avant la saturation et de 742 MPa à 633 MPa après la saturation. Comme pour la vitesse d'onde $V_{s(ij)}$, si l'on compare G_{ij}, on trouve que : $G_{s(45h)} < G_{s(vh)} < G_{s(hh)}$.

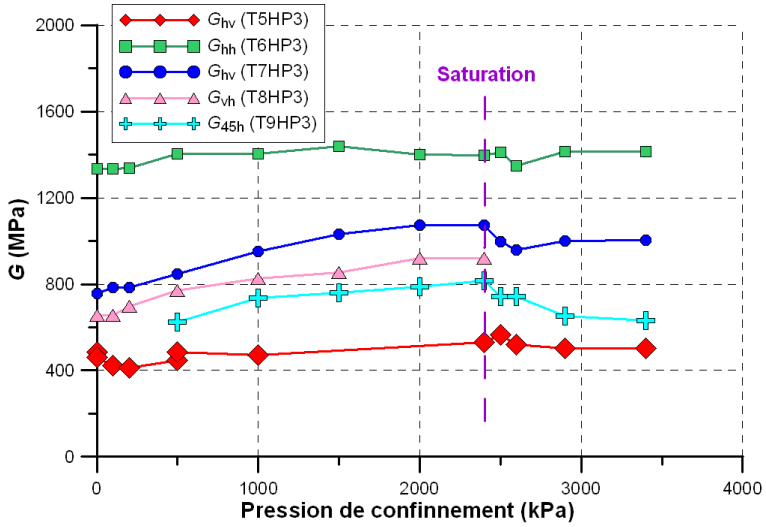


Figure 5-9 : Module de cisaillement *G* déterminé pendant la phase de re-saturation sous contrainte isotrope.

Revenons à la théorie de l'anisotropie pour le module de cisaillement présentée au chapitre 1 (voir paragraphe 1.3.4.4), trois approches pour déterminer G_{45h} à partir de G_{vh} et G_{hh} ont été montrées. Notons que les deux approches 1 et 2 donnent le même résultat de la vitesse d'onde. En utilisant les valeurs expérimentales de G_{vh} (T8HP3) et G_{hh} (T6HP3), les valeurs de G_{45h} sont calculées et montrées sur la Figure 5-10. On voit qu'il y a un petit écart entre les résultats des deux approches 1 et 3, et que les valeurs expérimentales se trouvent en dessous des valeurs calculées. Ces faibles valeurs de G_{45h} peuvent être expliquées par la difficulté de déterminer la première flexion en analysant les signaux de $V_{s(45h)}$.

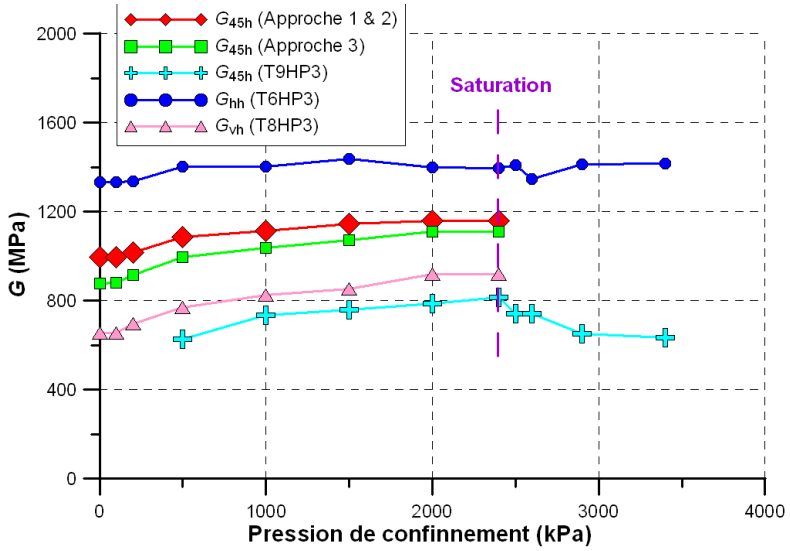


Figure 5-10 : Comparaison entre les résultats de G_{45h} mesurés (dans l'essai T9HP3) et calculés en utilisant trois approches d'anisotropie transversale.

La vitesse d'onde de compression mesurée dans la direction 45° par rapport au litage est aussi comparée avec celle calculée grâce à l'équation (0.0) (voir chapitre 1). Cette comparaison est montrée sur la Figure 5-11. On trouve que les valeurs calculées sont assez proches de celles mesurées.

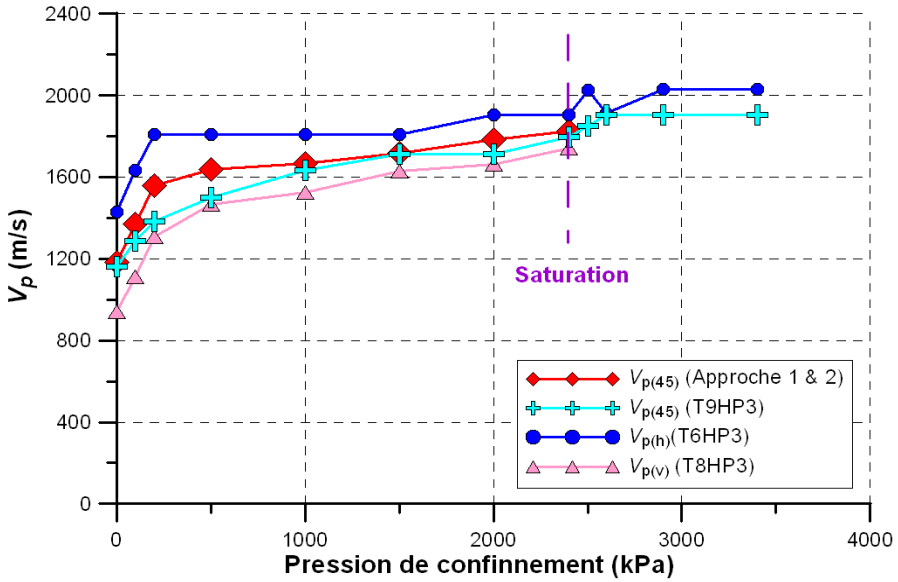


Figure 5-11 : Comparaison entre les résultats de $V_{p(45)}$ mesurés (dans l'essai T9HP3) et calculés en utilisant deux approches de l'isotropie transversale.

5.2.4. Paramètres élastiques à très petites déformations

A partir des mesures de vitesse d'ondes de cisaillement et de compression dans trois directions, les cinq paramètres élastiques E_h, E_v, ν_{hh}, ν_{vh}, G_{hv} à très petites déformations sont déterminés en se basant sur les équations de (0.0) à (0.0) (voir paragraphe 1.3.4.2). Selon cette théorie, les mesures expérimentales de V_p dans trois directions différentes ($V_{p(v)}$, $V_{p(45)}$, $V_{p(90)}$) et V_s dans deux directions différentes ($V_{s(vh)}$, $V_{s(hh)}$) sont nécessaires en tant que données initiales. Ces données sont prises à partir des résultats des essais T6HP3, T8HP3, T9HP3. Notons que les vitesses $V_{s(hv)}$ et $V_{s(vh)}$ ont été comparées (dans la partie précédente) et elles sont en bon accord. A part le paramètre G_{hv}, les évolutions des quatre paramètres élastiques restants en fonction de la pression de confinement sont présentées ici.

Parce que l'essai T8HP3 a été arrêté à p = 2,4 MPa, on n'a que des mesures de $V_{p(v)}$ avant la saturation. Pour cette raison, deux cas de calcul des paramètres élastiques sont effectués :

- Pour le premier cas de calcul, les cinq paramètres élastiques sont calculés du début de la phase de consolidation isotrope jusqu'à p = 2,4 MPa.
- Pour le deuxième cas de calcul, une valeur « estimée » de $V_{p(v)}$ = 1800 m/s à l'état saturé (p = 3400 kPa) est choisie pour avoir une idée sur les valeurs des cinq paramètres élastiques à cet état. Notons que dans ce cas, à l'état saturé, on utilise une valeur $V_{s(hv)}$ = 707,9 m/s (de l'essai T7HP3) pour remplacer $V_{s(vh)}$ (de l'essai T8HP3 car on n'a pas la valeur de $V_{s(vh)}$ à cet état). Les résultats de ce calcul sont indiquées «valeurs estimées» sur la Figure 5-12 et sur la Figure 5-13.

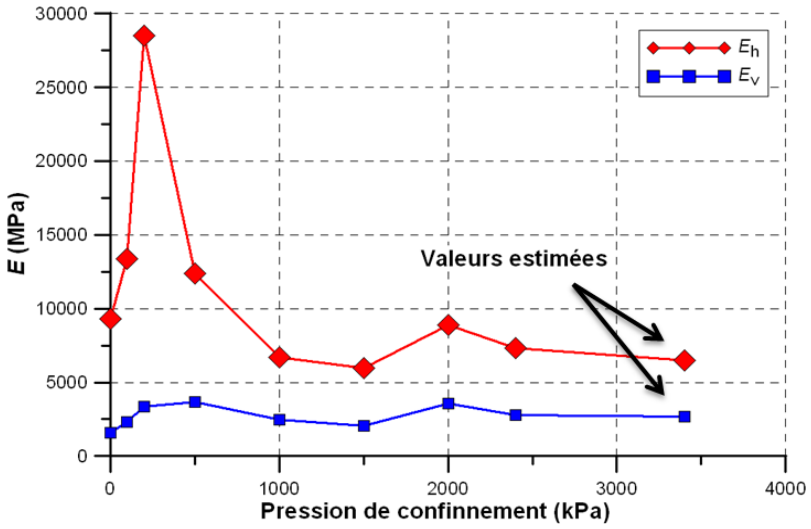


Figure 5-12 : Evolutions de E_h et E_v en fonction de la pression de confinement.

Les évolutions de deux modules d'Young E_h et E_v en fonction de p sont présentées sur la Figure 5-12. Du point de vue théorique, les modules d'Young sont de plus en plus élevés en augmentant la pression de confinement. Selon la Figure 5-12, les valeurs de E_h varient beaucoup au début de l'essai, de 9325 MPa à 26712 MPa lorsque p augmente de 0MPa à 0,2 MPa. Ensuite, E_h diminue rapidement, puis varie légèrement lorsque p augmente de 1,0 MPa à 2,4 MPa. Quant à E_v, on constate une augmentation générale du début jusqu'à la fin. A la contrainte in-situ (p = 2,4 MPa), E_h = 7303 MPa et E_v = 2807 MPa. Après avoir saturé, (p = 3,4 MPa, p' = 2,4 MPa), les valeurs estimées sont : E_h = 6472 MPa et E_v = 2683 MPa. On voit qu'à la contrainte in-situ p' = 2,4 MPa, il n'y a pas une différence importante entre les valeurs avant la saturation et celles estimées à la fin de la saturation.

Les deux coefficients de Poisson ν_{hh}, ν_{vh} varient assez largement en fonction de p (voir Figure 5-13). A p = 1,0 MPa et p = 2,4 MPa, ν_{hh} est légèrement inférieur à ν_{vh} (pour un matériau isotrope transversal, normalement $\nu_{hh} > \nu_{vh}$). A la contrainte in-situ (p = 2,4 MPa), ν_{hh} = 0,32 et ν_{vh} = 0,37. A travers ces résultats, on voit qu'il serait souhaitable de faire quelques essais triaxiaux

supplémentaires sur trois types d'éprouvettes pour confirmer les valeurs des cinq paramètres élastiques. Après la saturation, (p = 3,4 MPa), les valeurs estimées sont : ν_{hh} = 0,33 et ν_{vh} = 0,37. On constate que ν_{hh} est toujours légèrement inférieur à ν_{vh}. Toutefois, la différence entre ν_{hh} et ν_{vh} avant et après la saturation a diminué.

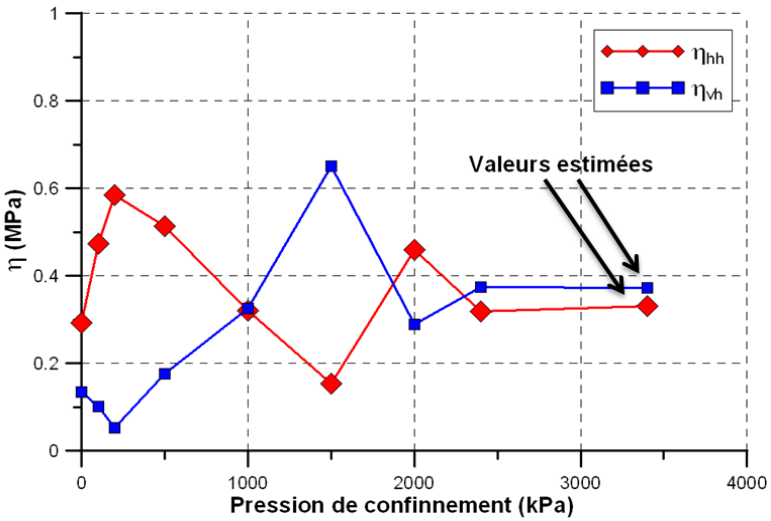


Figure 5-13 : Evolutions de ν_{hh} et ν_{vh} en fonction de la pression de confinement.

5.3. Cisaillement

5.3.1. Résultats directs

La déformation locale mesurée par chaque LVDT et la comparaison entre les déformations locale et globale (ε_a mesurée par le comparateur et ε_v avec CPV - Contre pression ou CPV - Confinement) de trois types d'éprouvettes au cours du cisaillement sont montrées sur la Figure 5-14 (θ = 0°), la Figure 5-15 (θ = 45°), et la Figure 5-16 (θ = 90°).

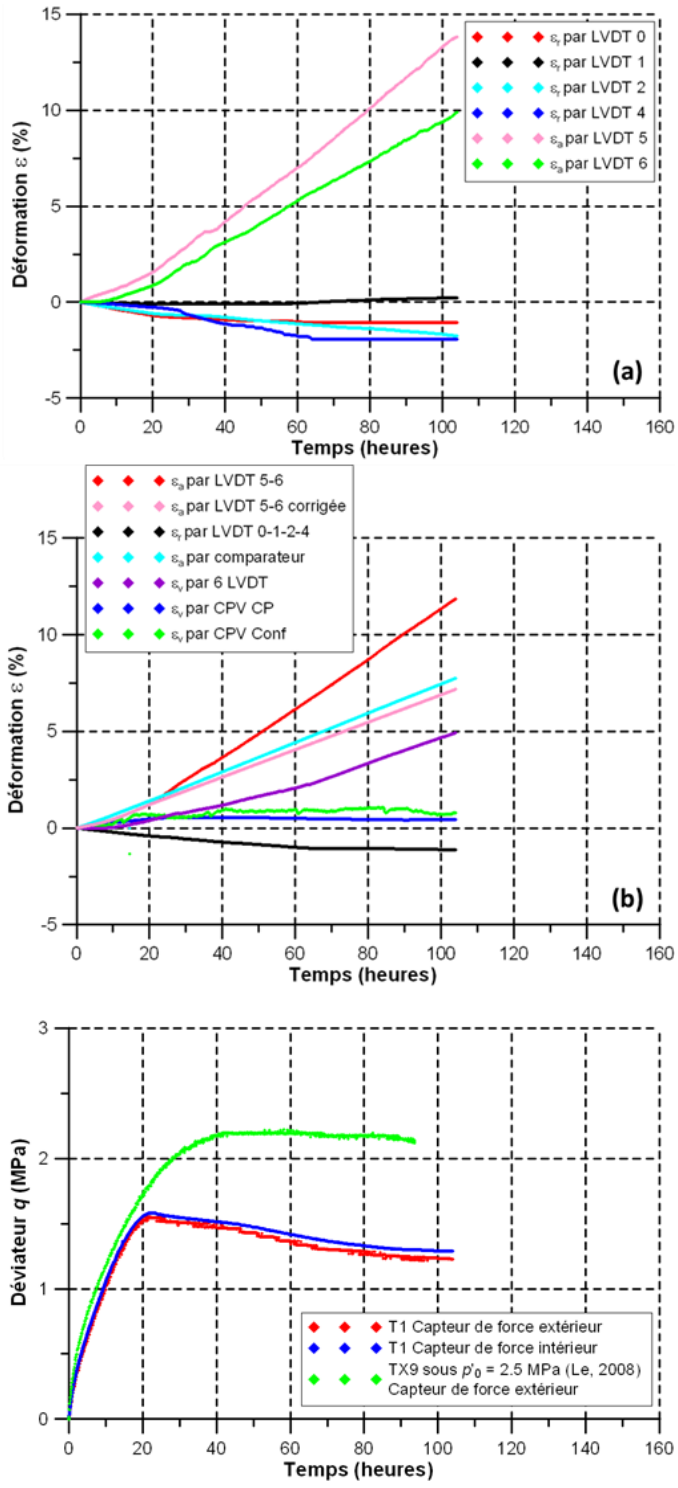


Figure 5-14 : Résultats de l'essai triaxial T1HP1 (θ = 0°) pendant la phase de cisaillement : (a) déformations locales (ε_a, ε_r et ε_v par les LVDTs), (b) déformations globales (ε_a par le comparateur, ε_v par le CPV - contre pression ou CPV - confinement), (c) contrainte déviatorique.

Sur la Figure 5-14a, on constate qu'à partir de t = 20 h après le démarrage du cisaillement, les déformations locales de LVDT 5 et de LVDT 6 commencent à s'éloigner progressivement. La différence finale de ε_a entre LVDT 5 et LVDT 6 à la fin du cisaillement *(*t = 100 h) monte jusqu'à 4%. Ceci est probablement dû à une inclinaison de l'anneau de support des LVDTs. Aussi à partie de ce moment t = 20 h, la déformation axiale globale commence à s'écarter de celle locale (Figure 5-14b). En effet, quand t > 20 h, la pente Δ_1 de la courbe ε_a de LVDT (qui est égale à $d\varepsilon_a/dt$) augmente avec une nouvelle pente $\Delta_2 > \Delta_1$. Comme le cisaillement de l'éprouvette est contrôlé par la vitesse de déformation (0,001 mm/min), ce changement de pente est surement dû à l'inclinaison locale de l'anneau de support des LVDT. Suite à cette observation, ε_a locale est corrigée à partir du moment de changement de pente en supposant que la pente Δ_1 reste constant au long de la phase de cisaillement (Figure 5-14b). Les résultats de ε_a locale corrigésservis : (i) au calcul de ε_v locale (montrée sur la Figure 5-14b); (ii) à l'interprétation des résultats de l'essai triaxial dans les plans (ε_a - q) et (ε_a - ε_v), (iii) au calcul des paramètres de l'élasticité anisotrope.

Concernant les LVDTs radiaux, les mesures de LVDT 0, LVDT 2, LVDT 4 sont assez proches. En revanche, LVDT 1 ne bougeait presque pas pendant le cisaillement (la variation est très faible par rapport aux autres LVDTs (Figure 5-14a). En comparant ε_v globale locales, on voit qu'à partir de t = 20 h, la déformation volumique locale augmente vite, jusqu'à une valeur ε_v = 5%, tandis qu'avec le CPV contre pression ou CPV confinement ε_v reste encore faible en fin d'essai (autour de 1%).

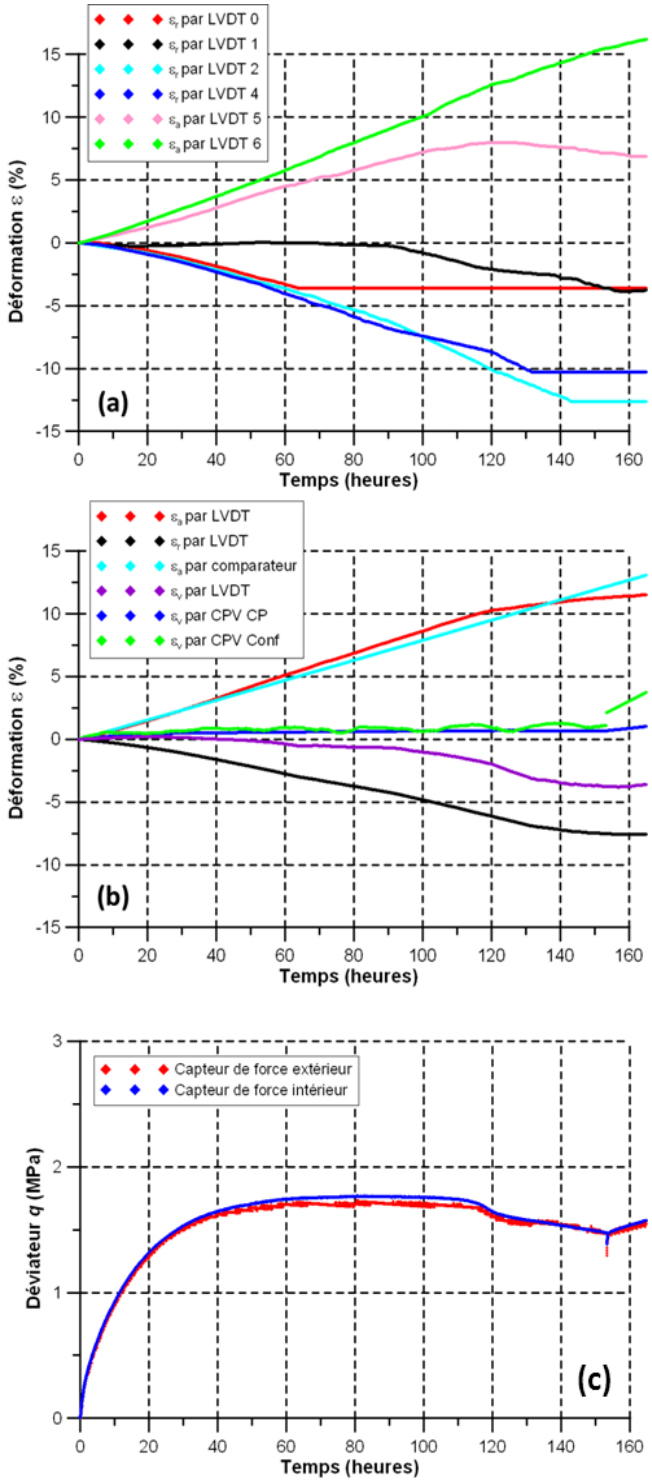


Figure 5-15 : Résultats de l'essai triaxial T4HP1 (θ = 45°) pendant la phase de cisaillement : (a) déformations locales (ε_a, ε_r et ε_v par les LVDTs), (b) déformations globales (ε_a par le comparateur, ε_v par le CPV - contre pression ou CPV - confinement), (c) contrainte déviatorique.

Pour l'éprouvette inclinée 45° au litage, les déformations locales de LVDT 5 et 6 ne sont pas assez proches (sur la Figure 5-15, à t = 100 h, la différence ε_a entre ces deux LVDTs est de 2,5%). Après, à partir de t = 110 h, on voit qu'il y a une interruption de tendance de la déformation. Ceci est probablement dû à une inclinaison supplémentaire importante de l'anneau de support qui perturbe la mesure locale. A cause de cela, la mesure ε_a locale commence à s'éloigner de celle globale. Parce que la déformation axiale accumulée à t = 110 h est suffisamment grande (près de 10%), les mesures de ε_a locale précédentes (t < 110 h) sont considérées valables, et il n'est pas nécessaire de corriger ε_a locale.

Les mesures de ε_r locales de LVDT 2 et LVDT 4 sont assez proches mais elles augmentent rapidement à partir de t = 10 h. La valeur moyenne de ε_r locales est de 7,5%. En revanche, les mesures de LVDT 0 et LVDT 1 ne suivent pas la même tendance, surtout celles de LVDT 1 qui ne bougent presque pas jusqu'à t = 90 h. Due à la déformation radiale importante à partir de t = 90 h, la ε_v locale à la fin de cet essai (- 4,3%) se trouve loin de celle globale mesurée par le CPV (autour de 2%).

Les évolutions de déformation locale et globale pendant le cisaillement de l'éprouvette parallèle au litage sont montrées sur la Figure 5-16. On constate qu'il y avait un problème avec le LVDT 1. En raison de ce problème technique, on ne considère que les mesures axiales par LVDT 5. A partir de t = 40 h, la vitesse de ε_a locale augmente rapidement et la ε_a locale s'éloigne donc de celle globale. La différence entre ε_a globale et locale est près de 5% à la fin du cisaillement. La courbe de ε_a locale est corrigée suivant le même principe comme celui utilisé dans l'essai T1HP1 (Figure 5-16b).

Pendant le cisaillement, les déformations radiales de LVDT 2 et 4 sont très proches et plus faibles que celle de LVDT 3 (Figure 5-16a). Cela est logique car le LVDT 3 mesure la déformation radiale perpendiculaire au litage qui est naturellement plus petite que celle dans l'autre sens. La déformation volumique globale est autour de 0,7%, tandis que celle locale est autour de - 2% vers la fin du cisaillement. Si on tient en compte seulement le moment t < 40 h, la différence entre ε_v globale (autour de 0,7%) et celle locale (autour de 0%) a diminué significativement.

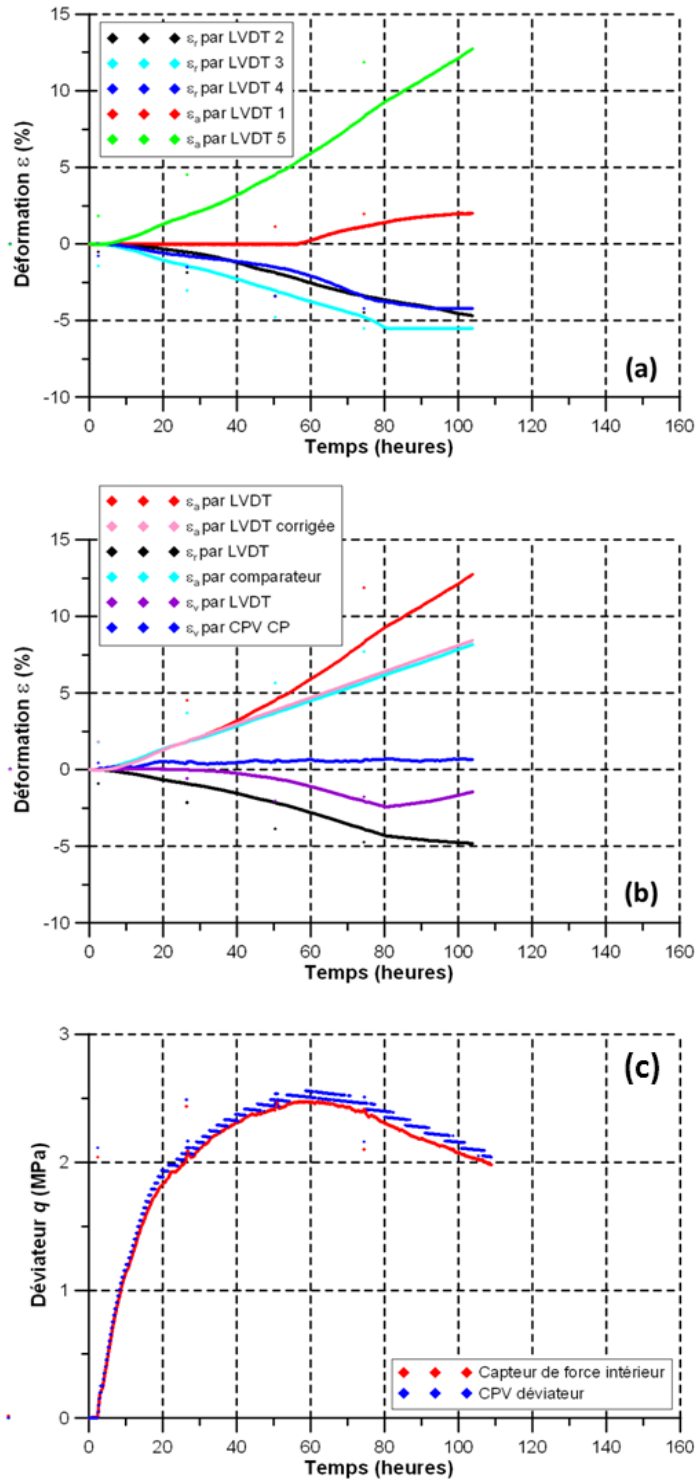


Figure 5-16 : Résultats de l'essai triaxial T6HP3 (θ = 90°) pendant la phase de cisaillement : (a) déformations locales (ε_a, ε_r et ε_v par les LVDTs), (b) déformations globales (ε_a par le comparateur, ε_v par le CPV - contre pression ou CPV - confinement), (c) contrainte déviatorique.

Le déviateur local est déterminé à partir des mesures de force par le capteur de force intérieur installé sur le chapeau de la cellule triaxiale, tandis que le déviateur global est déterminé soit à partir des mesures de force par le capteur de force extérieur (cellule HP1), soit à partir de la pression dans le GDS déviateur qui est connecté à la sortie du chapeau auto-compensé (cellule HP3). Il faut noter que, selon la conception de la cellule sous-presse HP1, la mesure du capteur de force extérieur est influencée par la pression de confinement. Il faut donc tenir compte de cette influence en déduisant la vraie valeur de force axiale appliquée à la tête de l'éprouvette. En effet, la force supplémentaire engendrée par le confinement est prise en compte par un coefficient selon la formule empirique suivante :

$$Force_{corrigée} = Force_{extérieure} - P_{Confinement} x\, 0.20381 \qquad (0.0)$$

Dans l'équation (0.0), la force est exprimée en daN, et la pression de confinement en kPa. Le coefficient 0,20381 est déterminé à partir des mesures de la force axiale extérieure pendant la phase de consolidation isotrope (le moment où le piston ne touche pas encore l'éprouvette).

Les évolutions du déviateur global et local en fonction du temps t de trois types d'éprouvettes sont présentées sur la Figure 5-14c (θ= 0°), la Figure 5-15c (θ= 45°), la Figure 5-16c (θ= 90°).

Les valeurs du déviateur global et local de l'essai T1HP1 sont proches. Dans cet essai, le pic du déviateur est atteint très vite après seulement 24 h de cisaillement. Rappelons que dans le paragraphe précédent, lorsqu'on analyse la variation de la déformation axiale locale dans l'essai T1HP1 (Figure 5-14), on a observé un changement de pente à t = 20 h. Sur la Figure 5-14c, les résultats de l'essai triaxial TX9 (Le, 2008) déterminés à l'aide d'un capteur de force extérieur sont également présentés. Notons que l'éprouvette perpendiculaire de Le (2008) était cisaillée à p' = 2,5 MPa. Pour l'essai TX9, il n'y avait pas de mesures de déformations locales.

En comparant le déviateur global de ces deux essais, on trouve que le pic du déviateur de l'essai TX9 (2,2 MPa) est significativement plus grand que celui de l'essai T1HP1 (1,58 MPa). De plus, la valeur du pic du déviateur q de l'essai TX9 apparait plus tard (à t = 44 h) que celle de l'essai T1HP1 (t = 24 h). Cette différence montre que les résultats de l'essai T1HP1 ne sont pas des résultats représentatifs pour une éprouvette perpendiculaire de l'argile de Boom. Il sera nécessaire de faire au moins un autre essai triaxial sur une éprouvette perpendiculaire au litage pour confirmer ce point. En revanche, dans la partie élastique, quand la déformation axiale ε_a < 0,1% lorsque t < 2 h, les comportements de l'éprouvette de l'essai T1HP1 et TX9 sont identiques. Les paramètres élastiques déduits de l'essai T1HP1 dans cette zone sont donc toujours valables.

Les valeurs du déviateur global et local de l'essai T4HP1 (voir Figure 5-15c) montrent aussi un bon accord entre les deux méthodes de mesure. L'éprouvette inclinée 45° au litage atteint le pic du déviateur q = 1,77 MPa à t = 90 h (qui est inférieur à 2,2 MPa de l'éprouvette perpendiculaire dans TX9). Comme dans l'essai T1HP1, lorsque ce pic est dépassé, la pente de la déformation axiale est modifiée (à partir de t = 110 h). Le pic mesuré dans l'essai T4HP1 est comparé avec celui de l'essai T9HP3 (éprouvette inclinée 45°). Sur la Figure 5-17, on voit que le pic du déviateur q de l'éprouvette de l'essai T9HP3 est légèrement plus élevé que celui de l'essai T4HP1. En revanche, les déviateur résiduels de ces deux essais sont quasiment les mêmes. Ces résultats montrent la répétabilité de ce type d'essais.

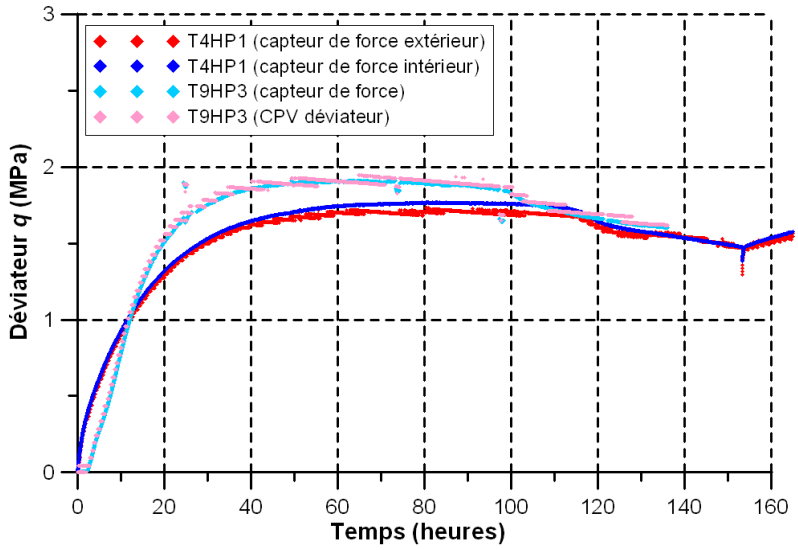


Figure 5-17 : Déviateur local (par le capteur de force intérieur) et global (par le capteur de force extérieur ou CPV déviateur) pendant le cisaillement des deux essais T4HP1 et T9HP3.

Concernant l'éprouvette parallèle au litage dans l'essai T6HP3, la perturbation de la déformation axiale pendant cet essai a été observée à t = 40 h, tandis que le pic de cet essai apparait à t = 60 h (voir Figure 5-16c). Probablement, avant que le pic apparaisse, l'anneau de support des LVDTs était légèrement incliné suite au déplacement local de l'éprouvette.

Les variations du déviateur en fonction du temps de quatre essais triaxiaux sur l'éprouvette parallèle au litage T2HP1, T3HP3, T6HP3, T7HP3 sont présentées sur la Figure 5-18 sous les références T2, T3, T6, T7 respectivement. Comme l'éprouvette de l'essai T2HP1 a été cisaillée à p'_0 = 1 MPa qui est nettement inférieure à p'_0 = 2,4 MPa dans les trois autres essais, le pic de l'essai T2 (2,5 MPa) est donc significativement plus petit. De plus, ce pic apparait à t = 55 h, donc plus tôt que les autres pics. Les valeurs du déviateur global (obtenue par le CPV déviateur) et local (obtenue par

le capteur de force intérieur) sont assez proches. Notons qu'il a plusieurs petits paliers horizontaux sur la courbe de déviateur global parce que le GDS déviateur a été contrôlé par le volume injecté (à la chambre déviateur de la cellule HP3) pour que la vitesse de déplacement vertical du piston dans la cellule HP3 soit de 0,001 mm/min pendant le cisaillement. Les deux pics par mesures locales de l'essai T3HP3 et T6HP3 sont très proches (2,44 MPa et 2,5 MPa respectivement) mais les moments où apparaissent ces pics ne sont pas les mêmes (20 h de décalage). L'éprouvette T7HP3 possède un pic le plus élevé (2,82 MPa) à t = 100 h.

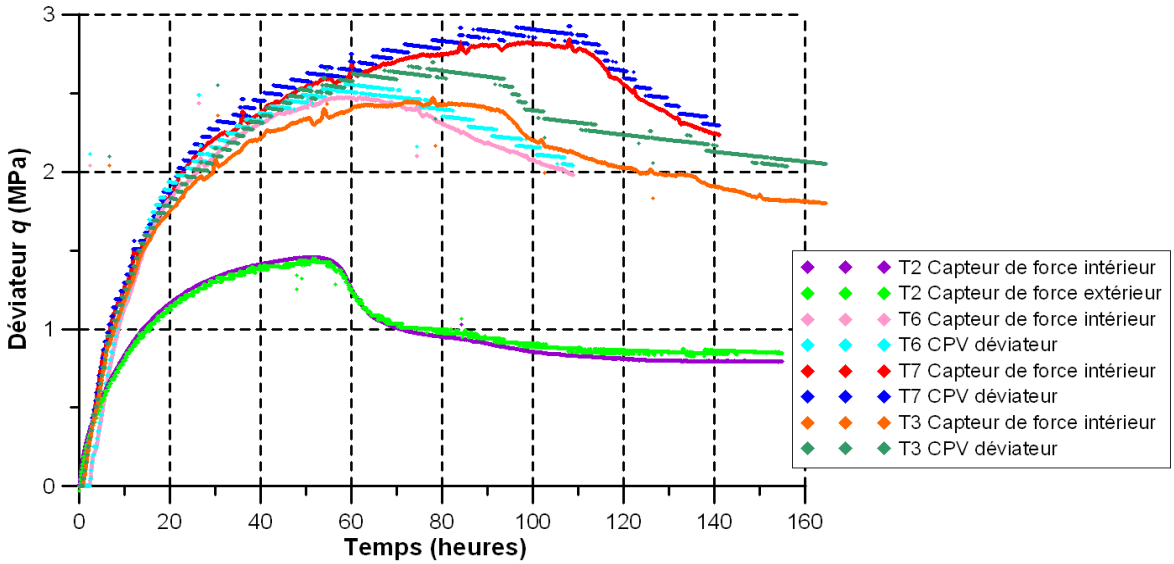


Figure 5-18 : Déviateur local (par le capteur de force intérieur) et global (par le capteur de force extérieur ou CPV déviateur) pendant quatre essais de cisaillement : T2 (p'_0 = 1,0 MPa), T3 (p'_0 = 2,4 MPa), T6 (p'_0 = 2,4 MPa), T7 (p'_0 = 2,4 MPa) sur l'éprouvette type θ = 90°.

5.3.2. Interprétation des résultats

Les résultats des trois essais triaxiaux T1HP1, T3HP3, T4HP1 sur trois types d'éprouvettes de l'argile de Boom cisaillées à p'_0 = 2,4 MPa sont montrés sur la Figure 5-19.

Dans le plan (ε_a - q), on constate que la courbe du déviateur de l'éprouvette parallèle au litage se trouve au-dessus de celle de l'éprouvette perpendiculaire et l'éprouvette inclinée 45° au litage. Cela montre que la rigidité de l'éprouvette parallèle au litage est la plus grande. En comparant les deux courbes du déviateur de l'éprouvette perpendiculaire et inclinée 45° au litage, il semble que le pic de l'essai T1HP1 est légèrement plus petit que celui de l'essai T4HP1. Comme on a discuté dans le

paragraphe précédent, le résultat du déviateur de l'essai T1HP1 n'est pas un résultat représentatif pour l'argile de Boom. Si l'on compare le déviateur de l'essai T4HP1 avec celui de TX9 (Le, 2008), on trouve que l'éprouvette 45° est moins rigide que celle perpendiculaire au litage. Parce qu'on ne considère que les résultats dont $\varepsilon_a \leq 10\%$, on ne voit pas le pic résiduel (paru sur la Figure 5-15c) de l'essai T4HP1 dans ce plan.

Dans le plan (ε_a - ε_v), les mesures locales (par les LVDTs) et globales (par le CPV Contre-pression) sont comparées. Pour l'essai T1HP1, on voit qu'à partir du moment où le pic apparait, les courbes de la déformation volumique locale et globale commencent à s'écarter. Cela est expliqué par la présence de la bande de cisaillement qui provoque ensuite une inclinaison de l'anneau de support des LVDTs. Pour cette raison, la mesure de ε_v globale devient plus fiable dans ce cas. Pour l'essai T3HP3, comme le pic s'est trouvé à la fin du cisaillement, et la variation de ε_v globale est très faible par rapport aux résultats antérieurs de ce type d'essais, les mesures locales de ε_v sont plus fiables. Cependant, pour l'essai T4HP1, malgré le fait que le pic n'apparaisse pas encore lorsque $\varepsilon_a \leq 10\%$, la déformation radiale locale mesurée (notamment à partir de t = 10 h) est plus grande par rapport à la valeur normale pour un essai triaxial classique. Ce phénomène peut être expliqué par une inclination de l'éprouvette au cours du cisaillement après avoir passé l'état élastique (t > 10 h qui corresponde à $\varepsilon_a \approx 1\%$). Pour cette raison, les mesures ε_v globales sont plus fiables dans cet essai.

L'influence de la pression de confinement initiale p'_0 sur le comportement de l'éprouvette parallèle au litage est montrée sur la Figure 5-20. Sous le confinement p'_0 = 1,0 MPa, le pic devient plus faible et apparait plus tôt à $\varepsilon_a \approx 4\%$ au lieu de 8% quand p'_0 = 2,4 MPa. Suite à ce pic, on observe également un changement de pente de la déformation volumique (dans le plan (ε_a - ε_v)). De plus, les mesures de ε_v locale et globale sont en bon accord seulement quand le comportement est élastique (ε_a < 1%).

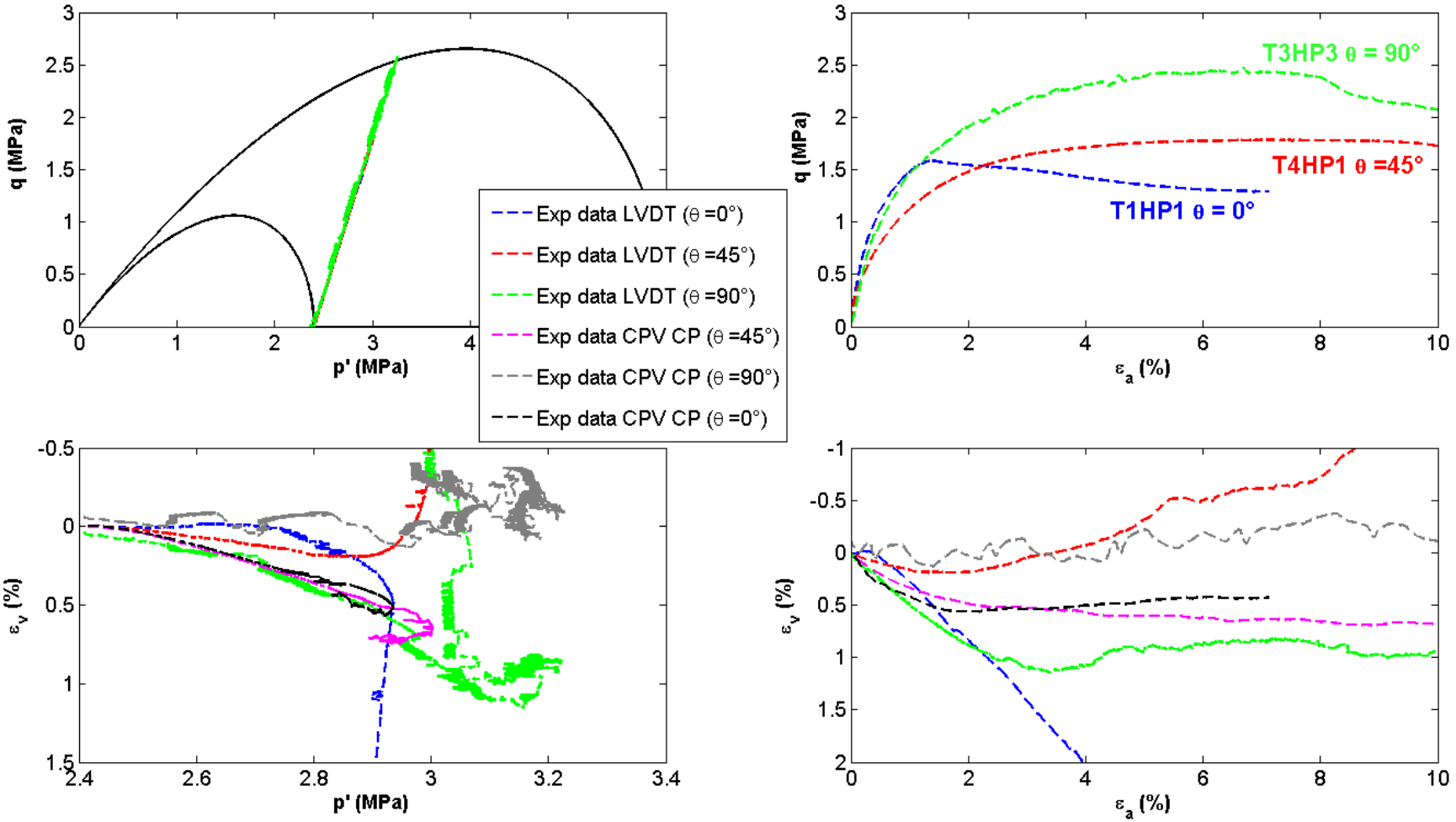

q (MPa)
p' (MPa)
Exp data LVDT (θ =0°)
Exp data LVDT (θ =45°)
Exp data LVDT (θ =90°)
Exp data CPV CP (θ =45°)
Exp data CPV CP (θ =90°)
Exp data CPV CP (θ =0°)
T3HP3 θ = 90°
T4HP1 θ =45°
T1HP1 θ = 0°
ε_a (%)
ε_v (%)

Figure 5-19 : Résultats des essais triaxiaux sur trois types d'éprouvettes (θ = 0°, 45°, 90°) à p'_0 = 2,4 MPa.

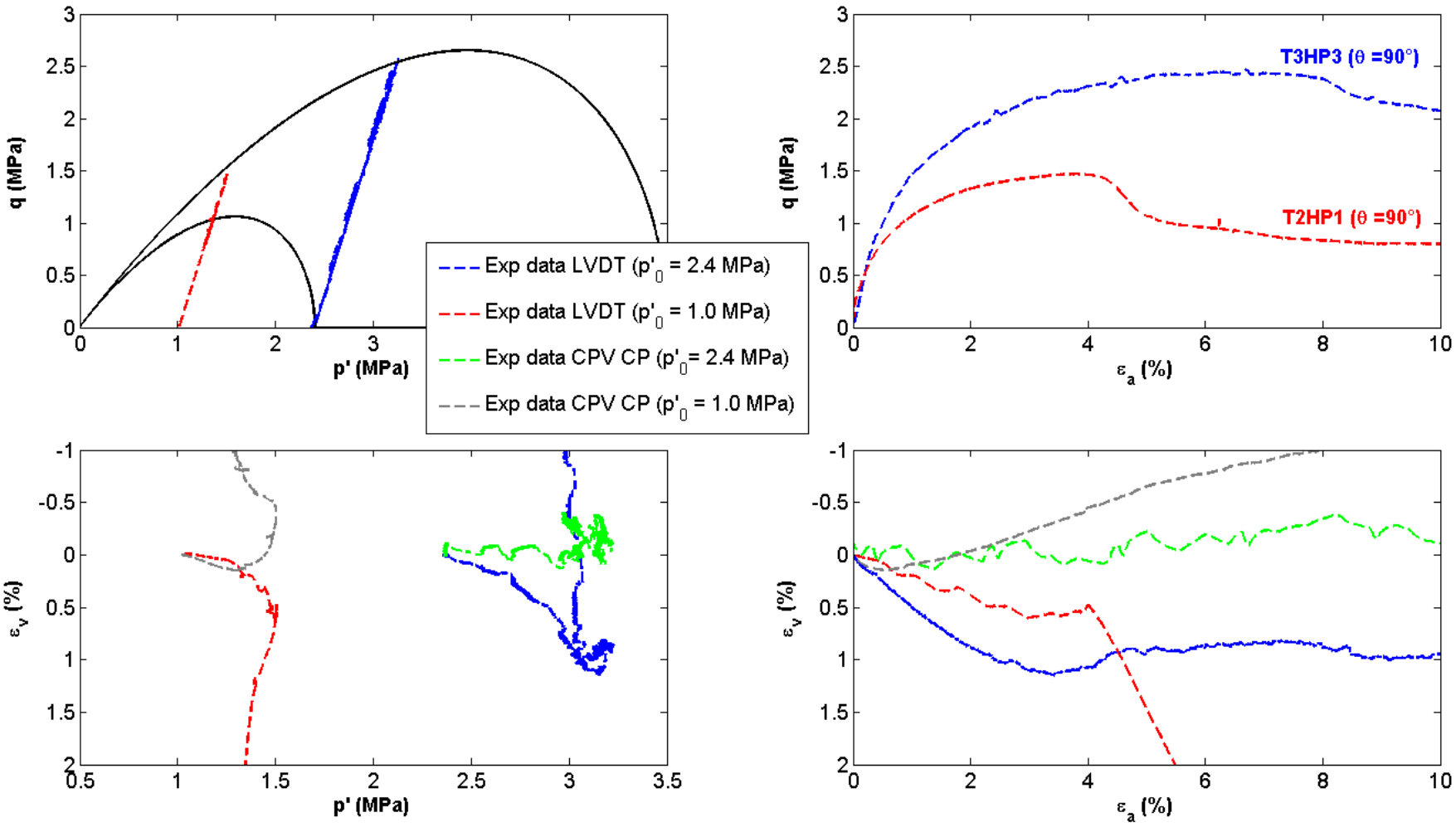

q (MPa)
p' (MPa)
Exp data LVDT (p'0 = 2.4 MPa)
Exp data LVDT (p'0 = 1.0 MPa)
Exp data CPV CP (p'0= 2.4 MPa)
Exp data CPV CP (p'0 = 1.0 MPa)
T3HP3 (θ =90°)
T2HP1 (θ =90°)
εa (%)
εv (%)

Figure 5-20 : Résultats des essais triaxiaux sur deux éprouvettes parallèle au litage (θ = 90°) à p'_0 = 1,0 MPa (T2HP1) et 2,4 MPa (T3HP3).

5.3.3. Vitesse de propagation d'ondes V_s et V_p

Les signaux de V_s et V_p enregistrés au cours de la phase de cisaillement (déformation axiale ε_a varie de 0% à 11,5%) de l'essai T7HP3 sont présentés sur la Figure 5-21 et la Figure 5-22 respectivement. Comme dans la phase de re-saturation, les signaux de V_s dans la phase de cisaillement sont plus bruités que ceux de V_p. Sur ces figures, on voit que le temps de propagation pour V_s ou V_p ne changent presque pas du début jusqu'à la fin de cette phase. La forme des signaux initiaux et à la fin du cisaillement est presque la même, surtout pour le V_p. Pour cette raison, le moment où la bande de cisaillement apparait ne peut pas être détecté via la mesure de la vitesse d'ondes. Les mêmes observations sont faites en analysant les signaux de V_s et V_p enregistrés au cours de la phase de cisaillement des autres essais triaxiaux (voir Annexe A - Figure A-14, Figure A-15).

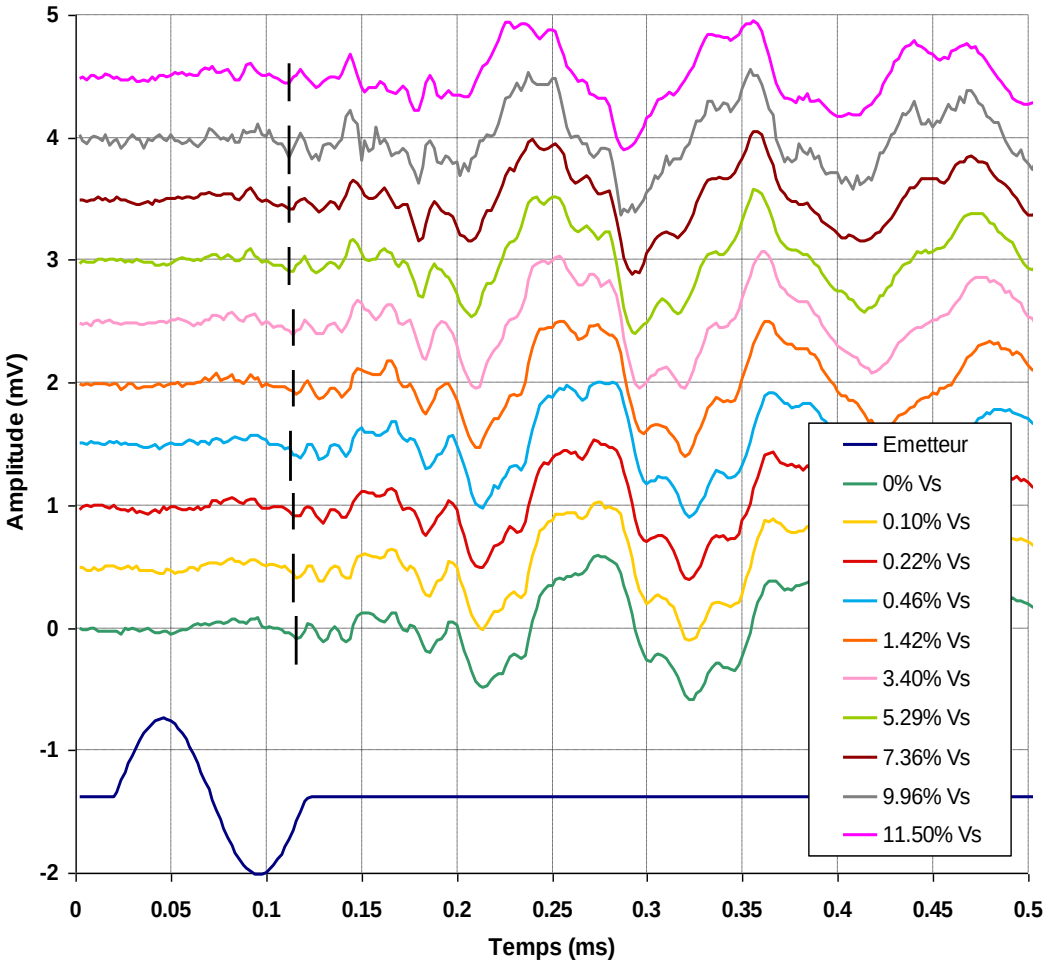


Figure 5-21 : La propagation d'onde transversale (S_{hv}) enregistrée à plusieurs déformations axiales (ε_a = 0 - 11.5 %) pendant le cisaillement de l'essai T7HP3.

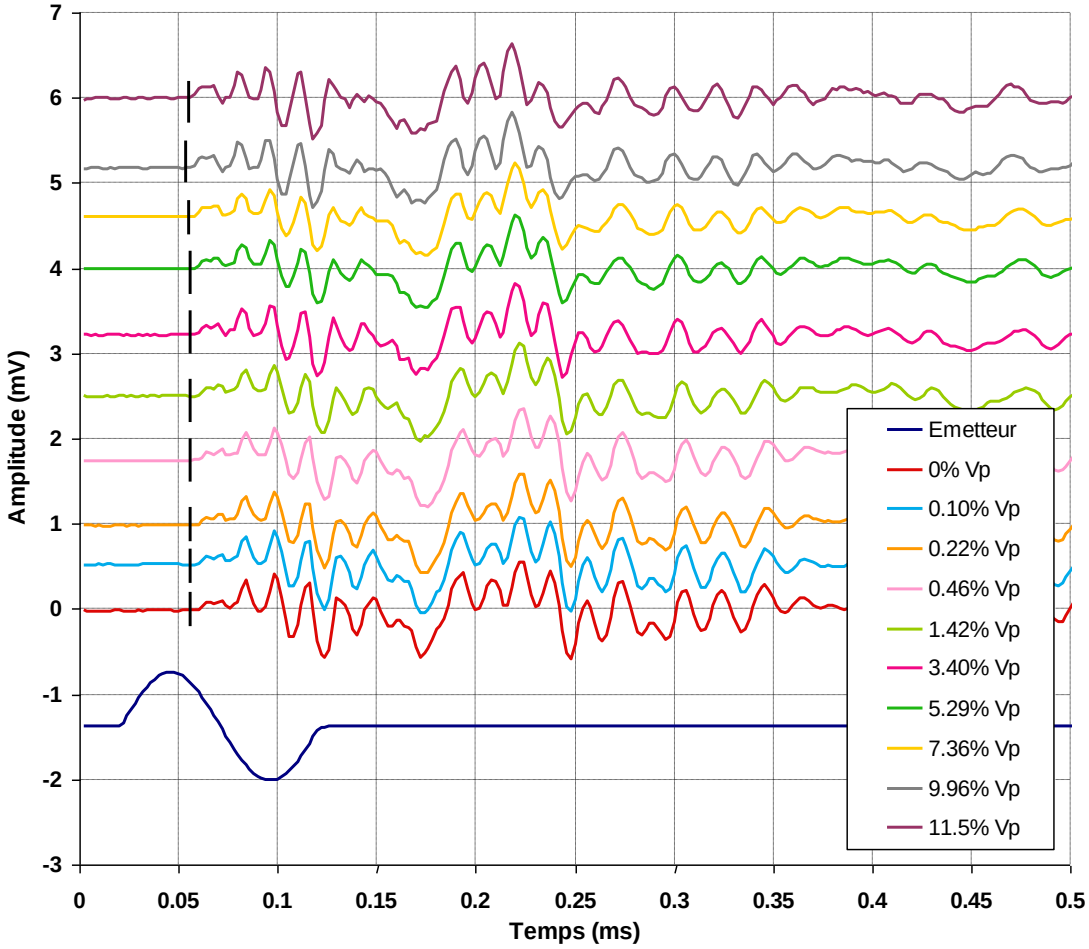


Figure 5-22 : La propagation d'onde longitudinale (P_h) enregistrée à plusieurs déformations axiales (ε_a = 0 - 11.5 %) pendant le cisaillement de l'essai T7HP3.

En tenant compte de la diminution de la hauteur de l'éprouvette triaxiale, c'est-à-dire de la longueur de propagation d'ondes, les vitesses d'ondes de cisaillement et de compression sont calculées. Les résultats de l'essai T7HP3 sont présentés sur la Figure 5-23. On constate une diminution légère de V_s de 723 m/s à 669 m/s. La variation de V_p est plus remarquable, de 1999 m/s à 1823 m/s. Les valeurs du module de cisaillement G_{hv} en fonction de la pression de confinement sont montrées sur la Figure 5-24. Comme l'évolution de V_s, G_{hv} diminue de 1045 MPa au début du cisaillement à 894 MPa à la fin du cisaillement. Il n'y a pas une différence significative avant et après l'apparition de la bande de cisaillement.

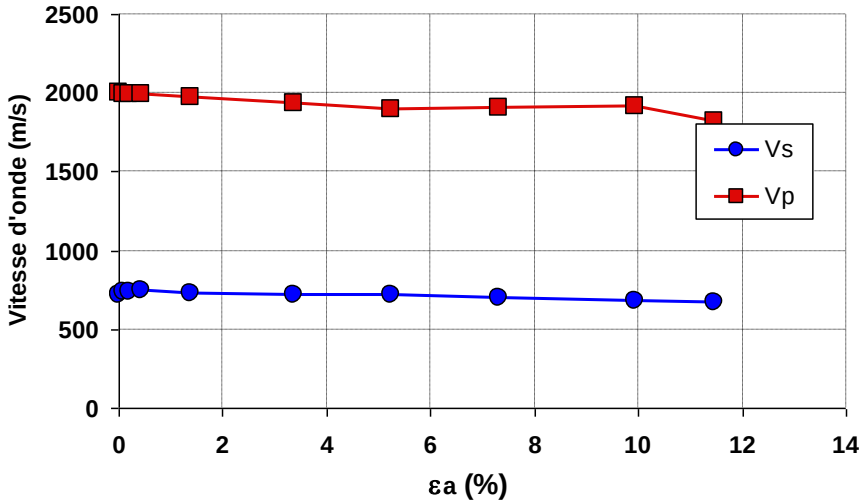


Figure 5-23 : Valeurs de V_s et V_p mesurées en fonction de la déformation axiale pendant le cisaillement de l'essai T7HP3.

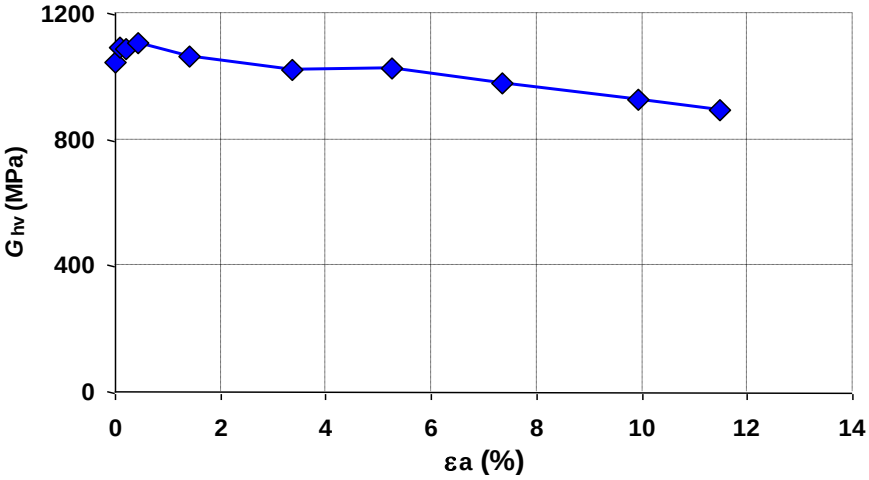


Figure 5-24 : G_{hv} mesuré en fonction de la déformation axiale pendant le cisaillement de l'essai T7HP3.

5.3.4. Paramètres élastiques à petites déformations

La détermination des modules sécants (E_h, E_v), et des coefficients de Poisson (ν_{hh}, ν_{hv}, ν_{vh}) à petites déformations est basée sur des mesures locales de la contrainte et de la déformation. Le principe est présenté dans le chapitre 1. Notons que les valeurs de la contrainte verticale utilisées pour calculer ces paramètres sont obtenues par le capteur de force intérieur. Quant aux valeurs des déformations radiale et axiale, il s'agit des déformations locales ε_r et ε_a mesurée par des LVDTs (après la correction – voir paragraphe 5.3.1).

Les valeurs du module dans deux directions en fonction de la déformation axiale pendant le cisaillement sont montrées sur les Figure 5-25a, b. Notons que quand la déformation est suffisamment petite (comportement élastique), les valeurs sur la Figure 5-25a correspondent à E_v et celles sur la Figure 5-25b correspondent à E_h. Le module basé sur l'essai TX9 de Le (2008) et les deux modules d'Young E_v et E_h déterminés à l'aide des éléments piézoélectriques (avant la saturation à p = 2,4 MPa) sont également présentés sur ces deux figures. Les modules obtenus par des éléments piézoélectriques sont souvent considérés comme étant à très petites déformations (10^{-6}, en valeur absolue), qui correspond à une déformation ε_a de 10^{-4}%. Puisqu'on n'a pas de mesure ε_a locale dans l'essai TX9, donc $\sigma_{zz}/\varepsilon_{zz}$ a été calculé avec des mesures ε_a globales.

Quand la déformation axiale est très petite (0,001% < ε_a < 0,01%), les valeurs de $\sigma_{zz}/\varepsilon_{zz}$ de l'essai TX9 est plus grandes que celles de T1HP1 (elles ne sont pas dans un même ordre de grandeur). Par exemple $\sigma_{zz}/\varepsilon_{zz}$ à ε_a = 0,003% de l'essai TX9 est de 1930 MPa, tandis qu'au même niveau de déformation, $\sigma_{zz}/\varepsilon_{zz}$ = 800 MPa pour l'essai T1HP1. Lorsque 0,01% < ε_a < 0,1%, la courbe $\sigma_{zz}/\varepsilon_{zz}$ de l'essai TX9 diminue rapidement de 1100 MPa à 380 MPa et a tendance de s'approcher de celle de T1HP1. La différence au début du cisaillement est liée à une augmentation rapide (pente importante) du déviateur pendant l'essai TX9. Quant à l'éprouvette parallèle au litage, les valeurs de $\sigma_{zz}/\varepsilon_{zz}$ sont calculée à partir des trois essais triaxiaux en cellule HP3 et un essai triaxial en cellule HP1. Rappelons que l'éprouvette de l'essai T2HP1 a été cisaillée à p'_0 = 1,0 MPa. Lorsque ε_a < 0,1%, les évolutions de de $\sigma_{zz}/\varepsilon_{zz}$ des essais T6HP3 et T7HP3 présentent des fluctuations. A partir de ε_a > 0,1%, les évolutions de de $\sigma_{zz}/\varepsilon_{zz}$ des trois éprouvettes cisaillées à p'_0 = 2,4 MPa sont assez proches. La tendance de chaque module de $\sigma_{zz}/\varepsilon_{zz}$ en fonction de ε_a est identique et en bon accord avec l'étude bibliographique : le module est d'autant plus petit que ε_a est grande. On voit sur cette figure qu'à $\varepsilon_a \approx$ 0,1%, $\sigma_{zz}/\varepsilon_{zz}$ de l'éprouvette perpendiculaire au litage ≈ 400 MPa, et celui de l'éprouvette parallèle au litage ≈ 500 MPa. Ce dernier montre l'anisotropie inhérente de l'argile de Boom (module dans la direction parallèle au litage est plus grand que celui dans la direction perpendiculaire au litage).

Les variations des rapports entre les déformations radiale et axiale pour deux types d'éprouvettes (perpendiculaire et parallèle au litage) sont montrées sur les Figure 5-26a, b, c. Etant donné qu'il n'y avait pas de mesures locales pendant l'essai TX9, on a déduit ε_r à partir des mesures de ε_a globale et de ε_v, cette dernière étant obtenue à partir des données du CPV-Contre pression. Lorsque la déformation axiale ε_a est petite (le comportement est considéré comme élastique), ces rapports de déformation correspondent aux coefficients de Poisson. Dans cette gamme de déformations élastiques, les rapports $\varepsilon_{yy}/\varepsilon_{zz}$ pour l'éprouvette perpendiculaire au litage (θ = 0°), $\varepsilon_{xx}/\varepsilon_{zz}$ et $\varepsilon_{yy}/\varepsilon_{zz}$

pour l'éprouvette parallèle au litage ($\theta = 90°$) correspondent à ν_{vh}, ν_{hh}, et ν_{hv} respectivement (voir le paragraphe 1.3.4.2). Notons que lorsque $\theta = 90°$, ε_{xx} est la déformation radiale parallèle au litage et ε_{yy} est la déformation radiale perpendiculaire au litage. Quand $\varepsilon_a < 0{,}1\%$, les valeurs de $\varepsilon_{yy}/\varepsilon_{zz}$ de l'essai TX9 sont négatives (variant entre -4 et 0). Ces très faibles valeurs pourraient ne pas être très fiables en raison de l'absence de mesures de déformations locales pendant cet essai. En effet, la phase de cisaillement est une phase sensible car le contact entre le piston et l'éprouvette se met en place. ε_r déterminée par ε_a (mesurée par le capteur de déformation à l'extérieur de la cellule) et ε_v (mesurée par le CPV de contre pression) risquent de ne pas être représentatives des déformations locales. Il a donc été choisi de ne pas présenter ces valeurs sur cette figure. A partir de ces résultats (sauf ceux de l'essai TX9), on observe deux points communs pour les rapports de déformations locales dans deux directions :

- Lorsque $\varepsilon_a \leq 0{,}1\%$, les rapports entre les déformations locales dans deux directions obtenus (à l'état élastique ou pseudo-élastiques) sont assez élevés par rapport aux valeurs de référence pour l'argile de Boom et aux valeurs à très petites déformations (déterminées via les mesures des vitesses d'ondes). Rappelons que, à très petites déformations, (p = 2,4 MPa avant la saturation), $\nu_{hh} = 0{,}33$ et $\nu_{vh} = 0{,}37$. Sur la Figure 5-26, à $\varepsilon_a \approx 0{,}1\%$, $\nu_{vh} \approx 0{,}4$ (Figure 5-26a), $\nu_{hh} \approx 0{,}8$ (Figure 5-26b). Sur la Figure 5-26c, les valeurs de $\varepsilon_{yy}/\varepsilon_{zz}$ sont aussi grandes et varient de façon significative entre 0,6 et 1,0. Ces résultats illustrent une anisotropie inhérente relativement marquée et caractérisée par l'arrangement suivant des rapports de déformations : $\varepsilon_{yy}/\varepsilon_{zz}$ (Figure 5-26c)> $\varepsilon_{xx}/\varepsilon_{zz}$ (Figure 5-26b)> $\varepsilon_{yy}/\varepsilon_{zz}$ (Figure 5-26a).
- La tendance de la variation du rapport entre les déformations locales dans deux directions avec la déformation axiale n'est pas claire. Pour $\varepsilon_{yy}/\varepsilon_{zz}$ (Figure 5-26a), les tendances observées pendant les essais T1HP1 et TX9 semblent être très différentes à cause des différentes méthodes de calcul des déformations. Quant à $\varepsilon_{xx}/\varepsilon_{zz}$ (Figure 5-26b) et $\varepsilon_{yy}/\varepsilon_{zz}$ (Figure 5-26c), après avoir diminué rapidement, $\varepsilon_{xx}/\varepsilon_{zz}$ varie entre 0,2 et 0,8 lorsque $\varepsilon_a > 0{,}1\%$; tandis que $\varepsilon_{yy}/\varepsilon_{zz}$ varie toujours entre 0,6 et 1,0.

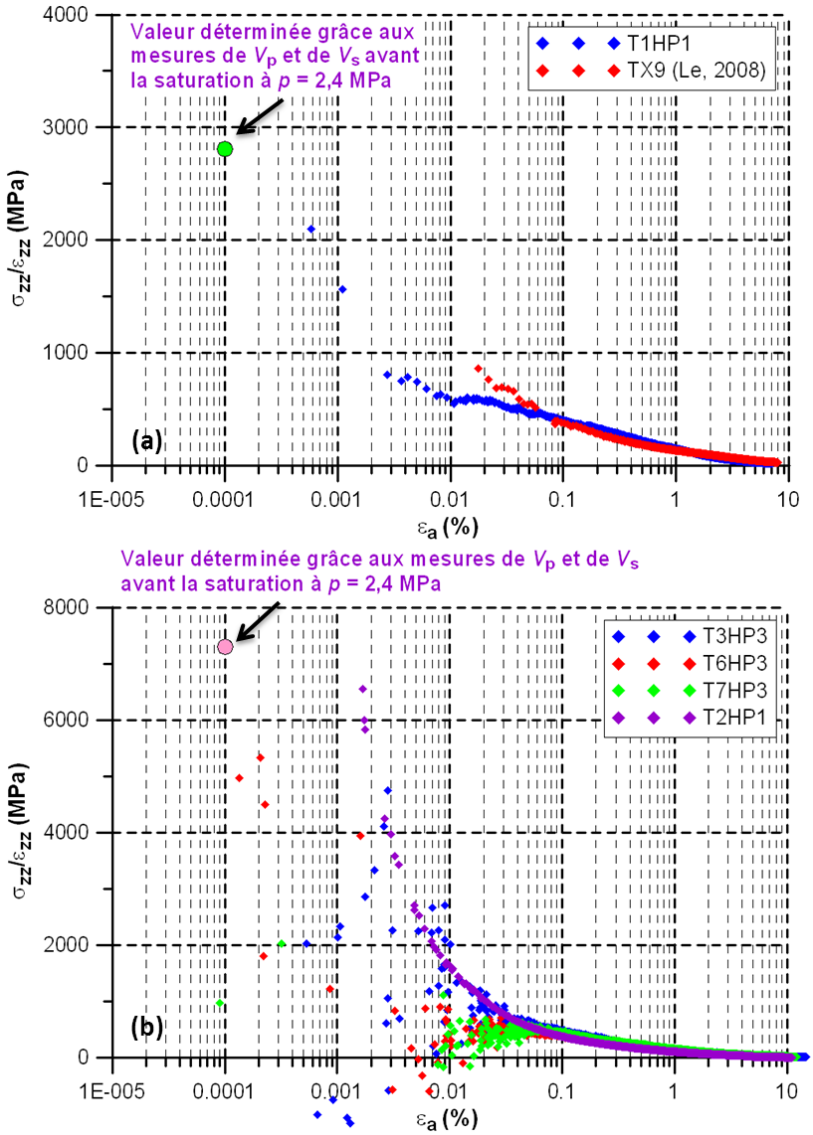


Figure 5-25 : Rapports $\sigma_{zz}/\varepsilon_{zz}$ de deux types d'éprouvettes : (a) perpendiculaire au litage, (b) parallèle au litage pendant le cisaillement.

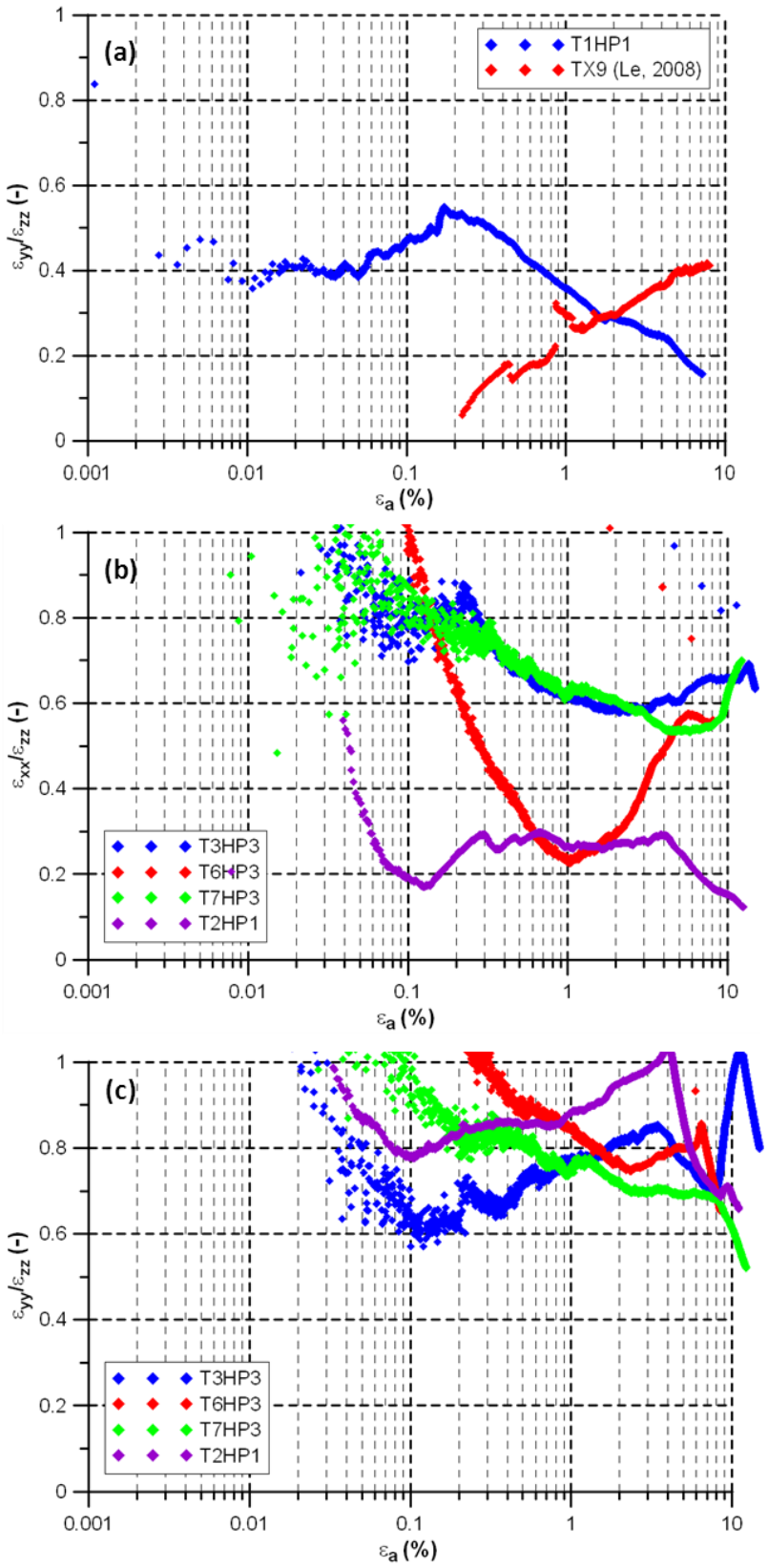


Figure 5-26 : Rapports entre les déformations radiale ε_{xx} ou ε_{yy} et celle axiale $\varepsilon_{zz} = \varepsilon_a$ pendant le cisaillement (ε_a varie entre 1 et 10%).

5.4. Bande de cisaillement

Dans cette partie, la bande de cisaillement à la fin de l'essai triaxial sera étudié à échelle macroscopique (à l'œil nu) et microscopique (grâce au porosimètre au mercure).

La rupture des trois types d'éprouvette après avoir cisaillée à p'_0 = 2,4 MPa et 1,0 MPa est montrée sur la Figure 5-27 et Figure 5-28 respectivement. La bande de cisaillement est clairement observée sur chaque éprouvette. La ligne pointillée orange sur ces figures montre l'orientation de la bande de cisaillement. δ est défini comme l'angle entre la bande de cisaillement et la direction horizontale ($\delta \leq 90°$). Cet angle est aussi l'angle entre la direction normale au plan du cisaillement et la direction de la contrainte principale majeure (qui suit le même principe de définition de l'angle θ de chaque type d'éprouvettes). En comparant les valeurs de δ, on constate l'éprouvette perpendiculaire de l'essai T1HP1 présente la valeur la plus faible : δ = 50°. Sur la Figure 5-27, on peut remarquer également un détail sur l'éprouvette inclinée 45° au litage. En effet, à la fin de l'essai triaxial, à l'œil nu, on constate que l'éprouvette T9HP3 est légèrement plus penchée que les autres éprouvettes (perpendiculaire et parallèle au plan du litage). La bande de cisaillement observée suite à l'essai triaxial de Nguyen et al. (2013) sur l'éprouvette perpendiculaire au litage est aussi présentée sur la Figure 5-27. Une même valeur de δ = 50° est trouvée, ce qui confirme la validité de la valeur δ de l'essai T1HP1. Selon la Figure 5-27, lors d'une augmentation de θ (de 0° à 90°), l'angle δ est de plus en plus élevé (de 50° à 57°). Malgré la petite différence de la valeur δ pour chaque type d'éprouvettes, la répétabilité concernant δ pour ces types d'essais sur l'éprouvette inclinée 45° au litage et parallèle au litage est bien montrée : δ = 55° pour l'essai T4HP1 (θ = 45°) et δ = 57° pour l'essai T7HP3 (θ = 90°).

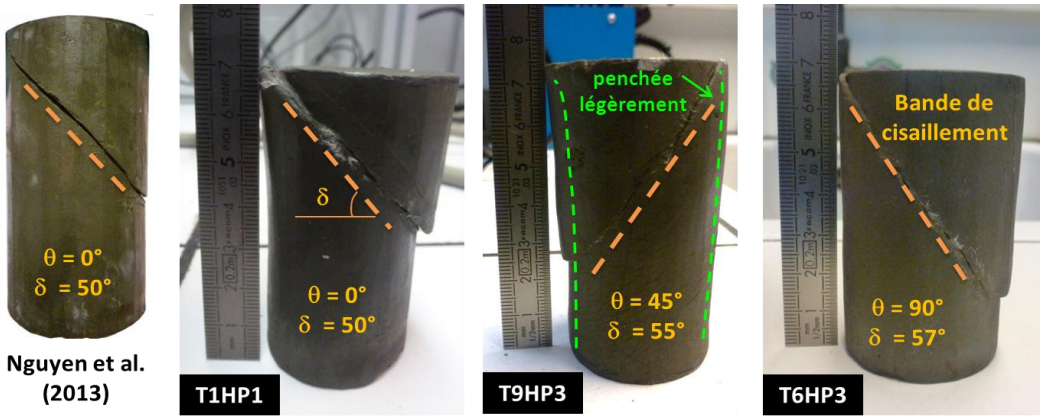


Figure 5-27 : Bandes de cisaillement des trois types d'éprouvettes de l'argile de Boom cisaillées à p'_0 = 2,4 MPa.

De plus, l'angle δ dépend non seulement de l'orientation par rapport au litage, mais aussi de la pression de confinement initiale appliquée. Sur la Figure 5-28, on constate une augmentation légère de δ = 57° à δ = 60°, ce qui montre que le redressement les bandes de cisaillement s'atténue lorsque la pression de confinement croît. Ce comportement de rupture (effet du confinement) est aussi trouvé sur le grès de Vosges par Millien (1993).

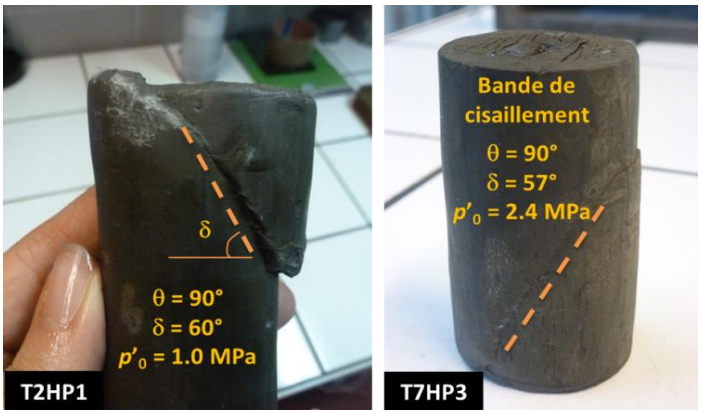


Figure 5-28 : Bandes de cisaillement de deux éprouvettes à θ = 90° cisaillées à p'_0 = 1,0 MPa (T2HP1) et 2,4 MPa (T7HP3).

Après la phase de cisaillement, l'éprouvette triaxiale a été déchargée. Quatre échantillons ont été prélevés près de la zone de la bande de cisaillement pour être lyophilisés, et puis leurs microstructures ont été observées à l'aide su porosimètre au mercure. Ces essais ont pour but de comprendre le changement de la microstructure suite à la formation de la bande de cisaillement. Les résultats sur ces échantillons sont comparés avec ceux des échantillons à l'état naturel et à l'état saturé sous contrainte verticale in-situ σ_v' = 2,4 MPa (en cellule oedométrique) (voir Figure 5-29). Notons que les microstructures de l'échantillon à l'état naturel et celle à l'état saturé ont été présentées dans le chapitre 4. Pour l'échantillon à l'état naturel, une seule famille de pores (80 nm) a été trouvée. A l'état saturé, comme l'argile de Boom a gonflé, cette famille de pores (micro-pores) a légèrement évolué jusqu'à 90 nm et il apparait une deuxième famille de pores (macro-pores) entre 10 μm et 100 μm. Les résultats sur la microstructure de quatre échantillons prélevés près de la zone cisaillée sont comme ce qui est attendu. En se basant sur ces courbe, on constate que près de la bande de cisaillement, la famille des micro-pores a bien agrandi (jusqu'à 150 nm) et le diamètre des macro-pores varie entre 10 μm et 700 μm.

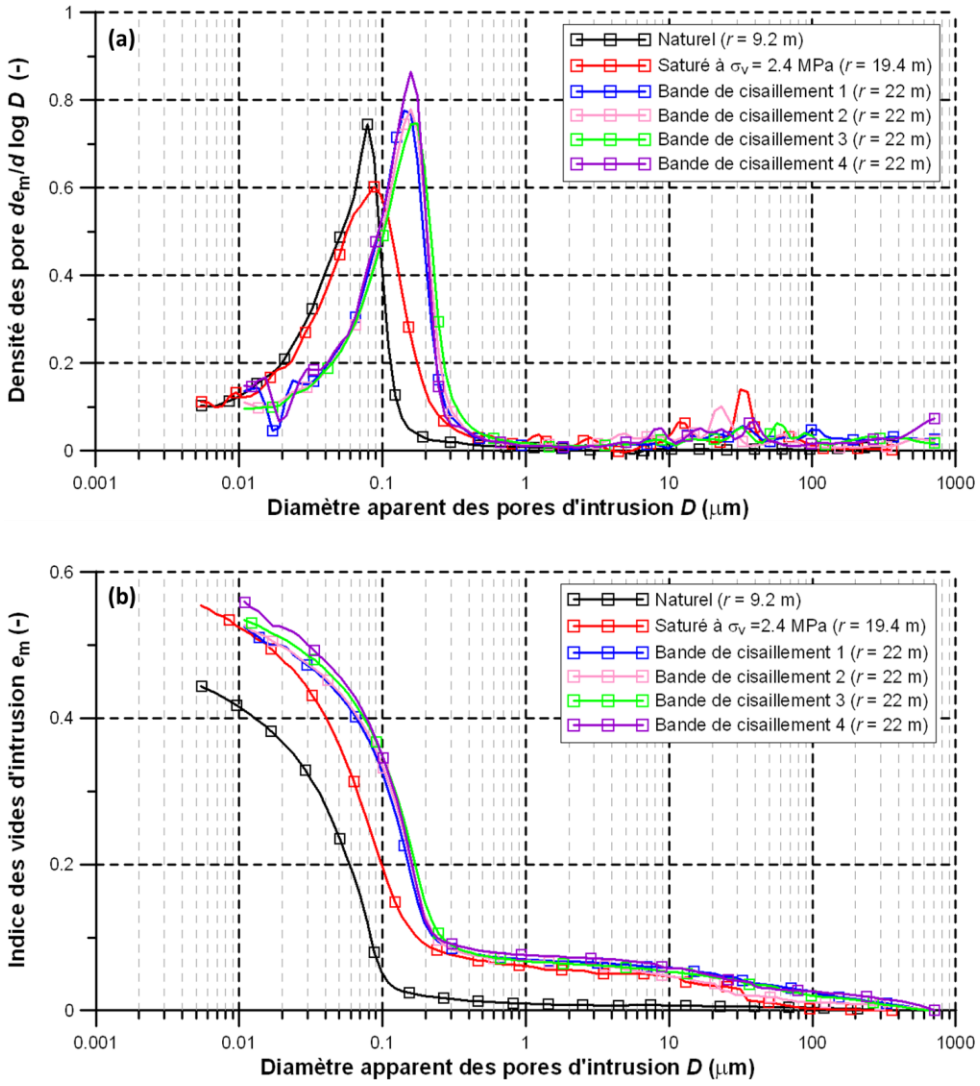

(a)
Naturel (r = 9.2 m)
Saturé à σv = 2.4 MPa (r = 19.4 m)
Bande de cisaillement 1 (r = 22 m)
Bande de cisaillement 2 (r = 22 m)
Bande de cisaillement 3 (r = 22 m)
Bande de cisaillement 4 (r = 22 m)
Densité des pore dem/d log D (-)
Diamètre aparent des pores d'intrusion D (μm)
(b)
Naturel (r = 9.2 m)
Saturé à σv =2.4 MPa (r = 19.4 m)
Bande de cisaillement 1 (r = 22 m)
Bande de cisaillement 2 (r = 22 m)
Bande de cisaillement 3 (r = 22 m)
Bande de cisaillement 4 (r = 22 m)
Indice des vides d'intrusion em (-)
Diamètre apparent des pores d'intrusion D (μm)

Figure 5-29 : Comparaison des résultats de porosimètre au mercure de l'argile de Boom à l'état naturel, à l'état saturé à σ_v'=2,4 MPa, et à la bande de cisaillement.

5.5. Discussions

5.5.1. Re-saturation sous contrainte isotrope

5.5.1.1. Déformations locales

Le rapport η entre le gonflement (i.e. la déformation) perpendiculaire au celui parallèle au litage est calculé en se basant sur les valeurs de $\Delta\varepsilon_1$ (déformation axiale) et $\Delta\varepsilon_3$ (déformation radiale) présentées dans le Tableau 4-3. Notons que η pour l'éprouvette perpendiculaire au litage = $\Delta\varepsilon_1/\Delta\varepsilon_3$

et pour l'éprouvette parallèle au litage = $\Delta\varepsilon_1/\Delta\varepsilon_3$. Selon le Tableau 5-1, ce rapport varie entre 1,51 et 2,94 pour l'éprouvette perpendiculaire au litage θ = 0° ; et entre 1,08 et 4,69 pour l'éprouvette parallèle au litage θ = 90°. On voit clairement que η > 1 dans les deux cas. Ce paramètre montre l'anisotropie de la déformation locale de l'argile de Boom : la déformation perpendiculaire au litage est plus grande que celle parallèle au litage. Pour l'éprouvette inclinée 45° au litage, un calcul simple est effectué : $\eta = \Delta\varepsilon_1/\Delta\varepsilon_3$ = 0,8. Notons que théoriquement, cette valeur doit être proche de 1. Cette différence peut être expliquée par la difficulté de tailler parfaitement l'éprouvette inclinée 45° au plan du litage (parmi les trois types d'éprouvettes, l'éprouvette inclinée 45° est la plus difficile à préparer).

Tableau 5-1 : Anisotropie de la déformation locale des trois types d'éprouvettes pendant la phase de re-saturation sous contrainte isotrope.

Type d'éprouvette	$\Delta\varepsilon_3$	$\Delta\varepsilon_1$	η
	%	%	(-)
θ = 0° (T1HP1)	0.45	0.92	2.04
θ = 0° (Nguyen et al., 2013) (*)	0.36	1.06	2.94
θ = 0° (HP1K1) (*)	0.29	0.7	2.41
θ = 0° (HP1K2) (*)	0.46	1.35	2.93
θ = 0° (HP1K3)	0.7	1.06	1.51
θ = 0° (HP1K4)	0.4	1.1	2.75
θ = 90° (T2HP1)	1.36	0.29	4.69
θ = 90° (T3HP3) (*)	1.16	0.84	1.38
θ = 90° (T5HP3)	0.77	0.52	1.48
θ = 90° (T6HP3)	1.14	0.74	1.54
θ = 90° (T7HP3)	0.97	0.9	1.08
θ = 45° (T4HP1)	0.96	1.2	0.80

(*) : essai sans drainage latéral

5.5.1.2. Mesures de V_p et V_s

Pendant la phase de re-saturation, les mesures de V_p et V_s dans plusieurs directions par rapport au plan du litage ont été effectuées. Premièrement, l'anisotropie transversale a été montrée à travers ces mesures sous plusieurs pressions de confinement. En effet, la propagation d'ondes de compression parallèlement au litage est plus rapide que perpendiculairement au litage. De plus,

malgré quelques difficultés en déterminant le temps de propagation d'onde de cisaillement, on voit tout de même que pour l'argile de Boom $G_{hh} > G_{vh}$. Avant la re-saturation, plus le confinement est important, plus la vitesse d'ondes est élevée. Ces observations sont en bon accord avec celles obtenues sur d'autres matériaux isotropes transversaux (argile Yprésienne, argile d'Opalinus).

Deuxièmement, l'effet de la saturation sur V_p et V_s a été montré dans cette étude. V_P augmente légèrement après la saturation sous confinement constant (p' = 2,4 MPa). Notons que la vitesse V_p dans de l'eau pure est inférieure à la vitesse V_p de référence pour l'argile de Boom (à la condition in-situ). En revanche, lors de la re-saturation, les modules de cisaillement G_{ij} diminuent légèrement. Cet effet de la re-saturation sur V_p et V_s est conforme aux observations sur une roche carbonatée (Li et al., 2011). De même, pour l'argile d'Opalinus, Sarout et al. (2014) ont montré que sous une pression de confinement de 6 MPa, la vitesse V_p apparente a augmenté de 2835 m/s à 2906 m/s après la re-saturation.

Selon Santamarina et al. (2001), les formules théoriques de V_p et V_s pour un sol saturé par l'eau sont :

$$V_{p_0} = \sqrt{\frac{B_f}{\rho_f}} \sqrt{\frac{1}{\left[\left(1-n\right)\frac{B_f}{B_g}+n\right]\left[\left(1-n\right)\frac{\rho_g}{\rho_f}+n\right]}} \qquad (0.0)$$

$$V_{s_0} = \sqrt{\frac{G_{sk}}{\left(1-n\right)\rho_g + n\rho_f}} \qquad (0.0)$$

où n est la porosité, ρ_g et ρ_f sont les densités des grains solides et de l'eau respectivement, B_g et B_f sont les modules d'incompressibilité des grains solides et de l'eau respectivement, G_{sk} est le module de cisaillement de squelette. Notons que pour l'eau, ρ_f = 1 Mg/m^3 et B_f = 2,18 GPa.

En regardant l'équation (0.0), on voit que le rapport entre V_p du sol mesuré à l'état saturé et V_p de l'eau dépend de n et des rapports entre B_g et B_f et entre ρ_g et ρ_f. Dans le cas de l'argile de Boom naturelle, n = 0,4 ; ρ_g = 2,67 Mg/m^3, le terme [(1 – n) ρ_g/ρ_f]+n est égal à 2. Si B_g est significativement plus grand que B_f (supposant que les minéraux constitutifs de l'argile de Boom soient très rigides), V_p mesurée à l'état saturé sera plus grande que celle de l'eau. Quant à V_s, lors de la saturation, comme G_{sk} du matériau diminue (le squelette devient moins rigide lors qu'il est imbibé), V_s diminue. En bref, en se basant sur les deux équations (0.0), (0.0), on peut expliquer l'effet de la saturation sur l'argile de Boom ou d'autres géomatériaux (argilite ou roche carbonatée).

5.5.2. Cisaillement

5.5.2.1. Déformations locales

La déformation (axiale, radiale) de l'éprouvette en diatomite (un type de roche molle stratifiée) orientée différemment a été étudiée par Allirot et al., (1977); Boehler et Sawczuk, (1977). Selon ces études, la surface de l'éprouvette se déforme de circulaire (θ = 0°) à elliptique (θ = 90°) sous une contrainte isotrope (Figure 5-30). Evidemment, la déformation perpendiculaire au litage est plus favorisée que celle parallèle au litage. De plus, selon leurs études, l'éprouvette inclinée 45° au litage est la plus penchée.

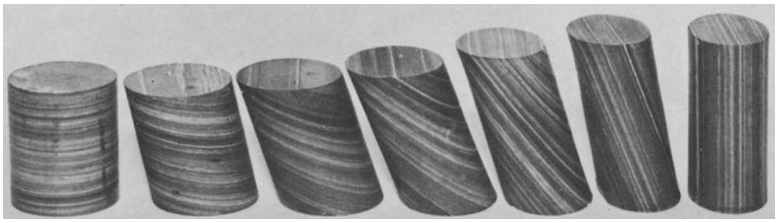


Figure 5-30 : Vue des éprouvettes cylindriques en diatomite déformée par le confinement isotrope (Allirot et al., 1977).

Dans notre étude, les déformations locales mesurées par les LVDTs ont révélé la transformation de la section horizontale de l'éprouvette pendant la phase de re-saturation sous contrainte isotrope et pendant la phase de cisaillement.

Premièrement, pendant la phase de consolidation, la transformation de la section circulaire de l'éprouvette parallèle au litage peut être observée dans l'Annexe A, via la Figure A-2 (essai T6HP3), la Figure A-4 (essai T7HP3), et la Figure A-5 (essai T2HP1). A l'aide des LVDTs radiaux de la cellule HP3 (3 LVDTs), on observe seulement une déformation majeure parmi les trois mesures de ε_r. Suite à la saturation de l'éprouvette dans cette cellule triaxiale, le gonflement (déformation) perpendiculaire au litage (LVDT 3 pour l'essai T6HP3) est devenu plus important que celui parallèle au litage. Pour l'essai T7HP3 dans lequel le LVDT 4 mesure la déformation radiale perpendiculaire au litage, on voit que les déformations mesurées par LVDT 4 et par LVDT 2 sont aussi importantes suite au gonflement. Il y a probablement deux raisons pour expliquer ce comportement de LVDT 2 : l'échantillonnage de l'éprouvette n'est pas parfaitement réussi, et inclinaison légère de l'anneau de support des LVDTs. Pour l'essai T2HP1, on a quatre mesures radiales locales : LVDT 0 (qui est opposé à LVDT 1), et LVDT 2 (qui est opposé à LVDT 4). Suite au gonflement, on constate que les déformations mesurées par LVDT 2 et LVDT 4 sont plus grandes que celles mesurées par LVDT 0 et LVDT 1. Parmi ces quatre courbes de déformation radiale de cet essai (Annexe A, Figure A-5), il

semble qu'il y ait un petit problème avec le LVDT 1 quelques heures après la re-saturation (peut-être il y avait un petit blocage entre ce LVDT et la membrane, donc ce LVDT ne bougeait plus).

Deuxièmement, pendant le cisaillement, la section de l'éprouvette parallèle au litage continue à se déformer de façon anisotrope. La déformation radiale mesurée par LVDT 3 de l'essai T6HP3 continue d'être la plus grande parmi les trois LVDTs radiaux (Figure 5-16). Pour l'éprouvette de l'essai T7HP3, le LVDT 4 bougeait le plus parmi les trois LVDTs (Annexe A, Figure A-12). De même, les déformations radiales de l'éprouvette T2HP1 mesurées par les LVDTs 2 et 4 sont plus importantes que les deux autres mesures (Annexe A, Figure A-13). Notons que pour cet essai, selon les mesures de LVDT 1, l'éprouvette était légèrement comprimée à cet endroit (où ce LVDT a été positionné). Comme il y avait un blocage de LVDT 1 pendant la re-saturation de l'éprouvette T2HP1, ce blocage continuait pendant le cisaillement et engendrait des problèmes de mesures de déformation radiale. Pour une éprouvette inclinée, Boehler et Sawczuk (1977) ont montré la déformation « anormale » d'une éprouvette (une roche stratifiée) dont θ = 60° à la fin de l'essai triaxial (Figure 5-31a, b). Dans le cas de notre étude, le phénomène identique a été identifié. En effet, l'éprouvette type θ = 45° se penchait légèrement (voir Figure 5-27), et provoquait une petite perturbation du système des LVDTs (Figure 5-31c). Cette perturbation implique que les mesures réelles de déformation radiale ne sont plus isotropes et que la formule pour déduire la vraie valeur de déformation radiale devient plus compliquée. Pour une raison de simplicité, dans ce présent travail, on prend la valeur moyenne (équation (0.0).)

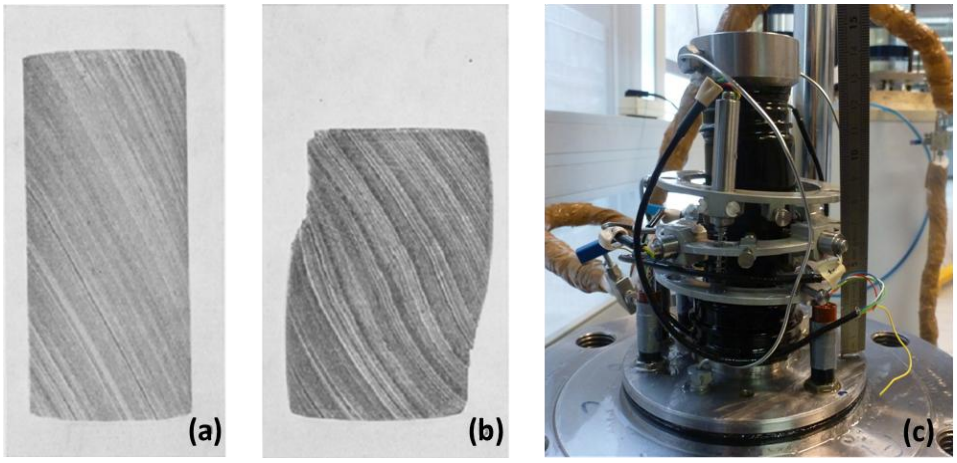


Figure 5-31 : (a) et (b) états initial et à la fin d'un essai triaxial sur une éprouvette de roche stratifiée (θ = 60°) (Boehler et Sawczuk, 1977)); (c) état du système des LVDTs à la fin de l'essai T4HP1 (éprouvette inclinée 45° au litage - θ = 45°).

5.5.2.2. Déviateurs au pic et résiduel

Les valeurs des déviateurs au pic et résiduel des essais triaxiaux sont regroupées dans le Tableau 5-2. Les déviateurs au pic et résiduel de l'essai TX9 (Le, 2008) sont clairement plus grands que ceux de l'essai T1HP1. Comme discuté au paragraphe précédent, le pic de 1,58 MPa de l'essai T1HP1 n'est pas une valeur fiable car elle est inférieure à la valeur de référence. Normalement, le confinement initial (p'_0) (avant de cisailler l'éprouvette) influence aussi les valeurs des déviateurs au pic et résiduel. Mais la différence entre p'_0 = 2,4 MPa (T1HP1) et p'_0 = 2,5 MPa (TX9) est faible. Il se peut que l'éprouvette de l'essai T1HP1 est plus « endommagée » que celle de l'essai TX9 à cause de sa distance r par rapport de l'axe de galerie (r = 22 m) où l'éprouvette de l'essai T1HP1 était prélevée (la longueur totale de la carotte R66-67 est 22,3 m), ou à cause de la préparation de cette éprouvette avant l'essai.

Tableau 5-2 : Valeurs de déviateurs au pic et résiduel.

θ (°)	Essai	q au pic (MPa)	q résiduel (MPa)
0	T1HP1	1.58	1.31
0	TX9 (Le, 2008) sous p'_0 = 2.5 MPa	2.2	2.12
45	T4HP1	1.77	1.54
90	T3HP3	2.44	2.0
90	T6HP3	2.5	2.0
90	T7HP3	2.82	2.23

Suite à ces résultats, on trouve une tendance globale du déviateur q : $q_{45} < q_{\perp} < q_{//}$ (Figure 5-32). Ici, $q_{\perp}$ est le déviateur de l'éprouvette perpendiculaire au litage et $q_{//}$ est le déviateur de l'éprouvette parallèle au litage.

Une autre remarque concerne la perturbation des mesures de déformation axiale par les LVDTs lorsque le pic du déviateur apparait. Selon les mesures locales, il y a une inclinaison des anneaux de support des LVDTs à partir de ce moment de rupture (avec la présence de la bande de cisaillement). Cette inclinaison est l'origine de l'écart entre les deux mesures axiales locales (par les LVDTs). Une illustration de l'inclinaison de l'anneau de support à la fin de l'essai triaxial T1HP1 est présentée dans l'Annexe A sur la Figure A-16.

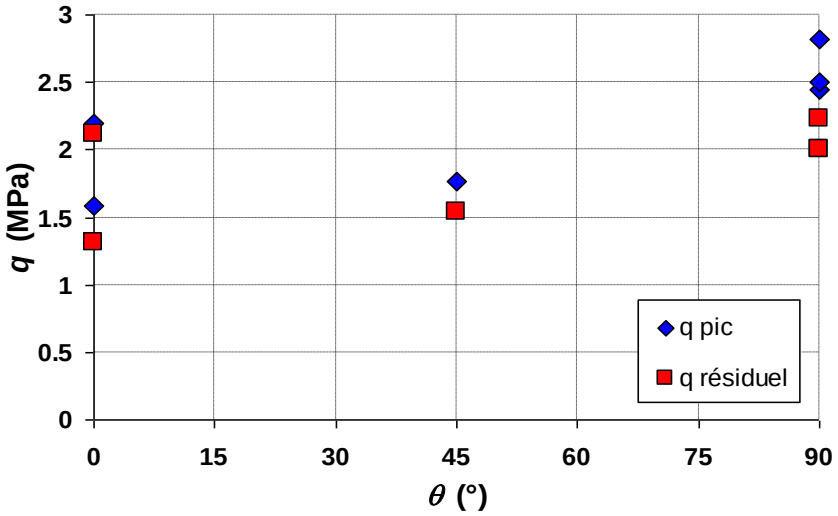


Figure 5-32 : Déviateurs au pic et résiduel des trois types d'éprouvettes.

5.5.2.3. Paramètres élastiques

La comparaison de la variation des modules d'Young sécants dans trois directions, $E_{\perp}$ (θ = 0°), E_{45} (θ = 45°), $E_{//}$ (θ = 90°) déterminés par les mesures locales (contraintes et déformations), en fonction de la déformation axiale au cours du cisaillement est montrée sur la Figure 5-34. Notons qu'ici, on utilise le terme « E » (module sécant) au lieu de «$\sigma_{zz}/\varepsilon_{zz}$» afin d'alléger l'écriture de l'interprétation. Quand la déformation axiale est petite (entre 0,001% et 0,05%), les valeurs de E sont assez dispersées, notamment pour $E_{//}$. Dans cette gamme de déformations, selon la Figure 5-34, $E_{\perp} > E_{45}$, mais il est difficile de comparer $E_{\perp}$ avec $E_{//}$. Lorsque $\varepsilon_a > 0{,}05\%$, on constate bien que E_{45} est le plus petit et $E_{//} > E_{\perp}$.

En ce qui concerne les coefficients de Poisson, les valeurs trouvées à l'aide des mesures de déformations locales sont bien plus élevées que les valeurs de référence, notamment dans le cas des matériaux isotropes où le coefficient de Poisson est limité à 0,5 pour des raisons thermodynamiques. Rappelons tout de même que dans le cas anisotrope, en théorie, $-1 < \nu_{hh} < 1$ (Pickering, 1970) pour que E_v, E_h et G_{hh} soient positifs. La valeur de $\nu_{hh} \approx 0{,}8$ obtenue dans notre étude respecte donc cette condition. D'autre part, les valeurs de ν_{hv} trouvées dans cette étude sont également très élevées. Suite à l'obtention de ces valeurs importantes des ν_{ij}, les courbes (ε_a - ε_v) des quatre éprouvettes parallèles au litage sont étudiées afin de vérifier l'ordre de grandeur de la valeur apparente de ν. Dans ce cas spécifique, on considère évidemment que le matériau est isotrope. Ces quatre courbes sont montrées sur la Figure 5-33. Notons que ε_v est la déformation volumique locale (déterminée selon l'équation (0.0)). Sur cette figure, quatre droites correspondant à quatre valeurs différentes de ν (0,1 ; 0,2 ; 0,3 ; 0,4) sont également tracées pour donner l'ordre de grandeur des

valeurs apparentes de ν. La courbe (ε_a - ε_v) de l'essai T6HP3 se distingue des trois autres, à raison des valeurs importantes de la déformation radiale ε_r mesurée pendant le cisaillement. Ces valeurs importantes de ε_r sont probablement liées :

(i) à l'éprouvette testée (par exemple à cause de petites fissures parallèles au litage apparues suite à une longue préparation de cette éprouvette (la durée pour préparer une éprouvette de l'argile de Boom (38 mm de diamètre et 76 mm de hauteur) et l'installer ensuite dans la cellule triaxiale avant de démarrer la phase de consolidation isotrope varie entre 5-6h), cette éprouvette parallèle au litage devient moins rigide et elle se déformera plus facilement dans la direction radiale),

(ii) à une inclinaison des anneaux de support des LVDTs radiaux suite à l'apparition du pic du déviateur.

Comme sur la Figure 5-33, la courbe (ε_a - ε_v) de l'essai T6HP3 n'est pas fiable (Rappelons que le pic du déviateur de l'essai T6HP3 est apparu plus tôt que pour les autres essais sur une éprouvette parallèle au litage (voir Figure 5-18)), on ne considère que les trois courbes restantes. En comparant la pente initiale des courbes (ε_a - ε_v) (à l'état élastique) avec les quatre droites pointillées, on voit que ν apparent peut varier entre 0,1 et 0,4.

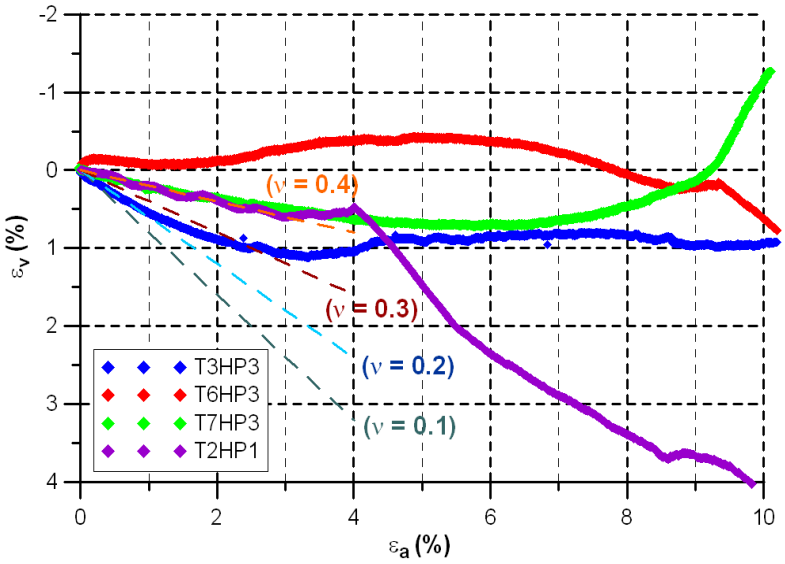


Figure 5-33 : Déformations volumiques pendant le cisaillement de quatre éprouvettes parallèles au plan du litage (les quatre lignes pointillées correspondent à quatre valeurs apparentes du coefficient de Poisson ν = 0.1, 0.2, 0.3, 0.4).

Les études expérimentales sur l'argile de Londres (un matériau isotrope transversal) montrent également quelques incertitudes vis-à-vis des mesures des coefficients de Poisson. Par exemple,

Gasparre et al. (2007) ont proposé pour l'argile de Londres : ν_{hh} = -0,02 ± 0,07 (obtenue en utilisant une cellule triaxiale équipée des éléments piézoélectriques) et -0,19 ± 0,08 (obtenue en utilisant une cellule à cylindre creux). Lings et al. (2000) ont quant à eux proposé ν_{hh} = -0,04 ± 0,05 (obtenue en utilisant une cellule triaxiale équipée d'éléments piézoélectriques). A propos de ν_{hv} de l'argile de Boom, Gasparre et al. (2007) ont trouvé des valeurs très grandes : ν_{hv} = 0,71 ± 0,15 (obtenue en utilisant la cellule triaxiale équipée des éléments piézoélectriques) et 0,49 ± 0,15 (obtenue en utilisant la cellule à cylindre creux). Les valeurs de ν de l'argile de Boom à Mol obtenues suite aux essais triaxiaux sont plus grandes que celles de référence (voir Tableau 5-3).

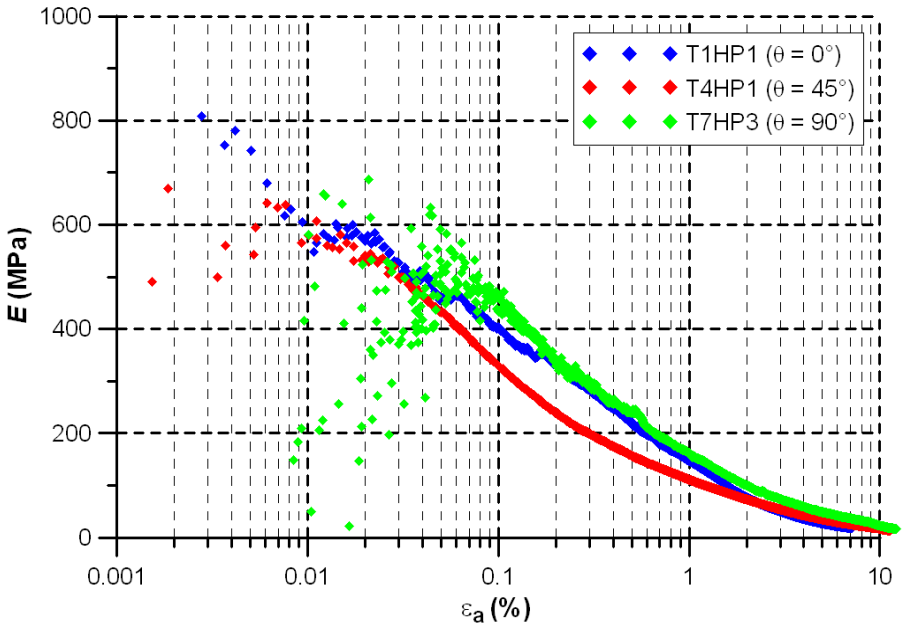


Figure 5-34 : Modules d'Young sécants dans trois directions parallèle, inclinée 45° et perpendiculaire au litage.

Afin de déterminer le dernier paramètre G_{hv} au même niveau de déformation, la formule de Saint-Venant qui était validée pour l'argilite de Tournemire (Niandou et al., 1997) en réduisant les 5 paramètres élastiques à 4 paramètres élastiques (Boehler, 1987; Lekhnitskii, 1963; Niandou et al., 1997) est utilisée :

$$\frac{1}{G_{hv}} = \frac{1}{G_{vh}} = \frac{1}{E_v} + \frac{1}{E_h} + 2\frac{\nu_{vh}}{E_v} \qquad (0.0)$$

Les valeurs des 5 paramètres élastiques de l'argile de Boom selon les mesures locales (déformation et contraintes) sont présentées dans le Tableau 5-3. En se basant sur ces résultats et sur les valeurs de référence pour l'argile de Boom, on propose une nouvelle série de valeurs qui sera utilisées pour la modélisation dans le chapitre 6.

Tableau 5-3 : Paramètres élastiques déterminés par des mesures locales (déformations et contraintes) et les valeurs de référence (utilisées dans les études précédentes avec des modèles isotropes/anisotropes) pour l'argile de Boom.

Références	E_v (MPa)	E_h (MPa)	ν_{vh} (-)	ν_{hh} (-)	ν_{hv} (-)	G_{hv} (MPa)
Résultats expérimentaux (cette étude)	400	500	0.4	0.8	0.6 - 1.0	-
Proposition pour le modèle anisotrope (cette étude)	280	500	0.3	0.3	0.54 (*)	130 (**)
François et al.(2012)	200	400	0.125	0.125	-	178
Bernier et al. (2007)	300	300	0.125	0.125	-	-
Yu et al. (2013)	700	1400	0.125	0.125	-	-

(*) Valeur déterminée à partir de l'équation (0.0)
(**) Valeur déterminée à partir de l'équation (0.0)

Comme on n'a pas de mesure de $V_{p(v)}$ de l'essai T8HP3 pendant la phase de cisaillement, les évolutions des paramètres élastiques à très petites déformations (déterminés par mesures des éléments piézoélectriques) ne peuvent pas être montrées dans la phase de cisaillement. Au début de la phase de cisaillement, on voit seulement que les résultats du module d'Young à très petites déformations se trouvent au-dessus des valeurs habituelles par la méthode des mesures locales (à petites déformations) (voir Figure 5-25).

5.6. Conclusions

Le comportement hydromécanique en condition triaxiale pendant les deux phases de re-saturation sous contrainte isotrope et de cisaillement a été étudié. Deux types de cellule triaxiale ont été utilisés : sous presse HP1 et auto-compensée HP3 (avec mesures des vitesses d'ondes par des éléments piézoélectriques). Trois types d'éprouvettes ont été préparés : perpendiculaire, parallèle et inclinée 45° au litage.

On a commencé par la phase de re-saturation sous contrainte isotrope. La contrainte de confinement totale p autour de l'éprouvette a été augmentée par paliers de 0,1 MPa à 2,4 MPa (contrainte effective in-situ) ; puis la pression interstitielle p_{cp} et celle de confinement ont été augmentées en même temps par paliers jusqu'à 1,0 MPa (p_{cp}) et 3,4 MPa (p). Dans cette phase, l'anisotropie a été analysée à travers les déformations locales grâce aux mesures locales des LVDTs axiale et radiale, notamment lorsque l'eau synthétique est injectée pour re-saturer l'éprouvette.

Avant la saturation, comme la déformation est petite et l'effet du papier filtre enroulé autour de l'éprouvette est assez important, l'anisotropie est difficile à apprécier. Une fois l'éprouvette est saturée, en analysant les déformations locales de chaque type d'éprouvettes, on constate que la déformation perpendiculaire au litage est toujours plus grande que celle parallèle au litage. Cette observation est en bon accord avec la théorie de l'isotropie transversale. De plus, à l'aide des éléments piézoélectriques installés dans la cellule triaxiale HP3, plusieurs mesures des vitesses d'ondes de cisaillement V_s et de compression V_p dans trois directions différentes ont été effectuées. Les signaux de V_s sont souvent plus bruités que ceux de V_p. Pendant ces essais triaxiaux, il y avait également des effets dits « cross-talk » ou « champ proche » qui rendent la détermination du temps de propagation de V_s plus délicate. Les valeurs de G et de V_p ont été comparées avec des résultats selon les formules théoriques dont le principe avait été expliqué au chapitre 1. Ensuite, à partir de ces mesures des vitesses d'ondes par des éléments piézoélectriques, les cinq paramètres élastiques à très petites déformations ont été déterminés. Suite à ce calcul, on a trouvé globalement que $E_h > E_v$. Cependant, ν_{hh} est trouvé légèrement inférieur à ν_{vh}. Il n'est pas facile de trouver une tendance commune sur les variations de ces quatre paramètres par rapport à la pression de confinement. Pour confirmer ce point, il faut faire encore quelques essais triaxiaux avec des mesures des vitesses d'ondes par des éléments piézoélectriques sur trois types d'éprouvettes.

Pendant la phase de cisaillement, toutes les éprouvettes sont cisaillées à une même vitesse contrôlée à 0,001 mm/min. Le déviateur local mesuré par le capteur de force intérieur est proche de celui global mesuré soit par le capteur de force extérieur (cellule HP1), soit par le GDS déviateur (cellule HP3). Quant aux déformations axiale locale (mesurée par les LVDTs) et globale (mesurée par le comparateur à l'extérieur de la cellule), elles ne sont plus cohérentes lorsque la bande de cisaillement apparait. A ce moment-là, la bande de cisaillement commence à perturber les mesures de déformation locale (notamment celle axiale) par une inclinaison des anneaux de support des LVDTs. Dans ce cas, il est nécessaire de corriger la déformation axiale locale pour utiliser ensuite dans les calculs du module d'Young.

Les résultats pendant la phase de cisaillement de ces essais triaxiaux montrent que le comportement déviatorique de l'argile de Boom est anisotrope. En effet, l'éprouvette parallèle au litage est la plus rigide et celle inclinée 45° au litage est la moins rigide parmi les trois types d'éprouvettes. En analysant les valeurs des déviateurs au pic et résiduel, l'ordre suivant est trouvé : $q_{45} < q_{\perp} < q_{//}$. Ce comportement de l'argile de Boom naturelle ressemble à la plupart des argiles raides et roches tendres stratifiées. L'influence de la pression de confinement initiale (avant de cisailler une éprouvette) sur le déviateur a été aussi étudiée. Sous un confinement faible, le

déviateur présente une diminution après le pic. Les déformations volumique locale (obtenue par les LVDTs) et globale (obtenue par le CPV Contre pression) ne sont pas très proches (notamment quand le comportement n'est plus élastique et lors de l'inclinaison des anneaux de support). La bande de cisaillement a été observée à l'échelle macroscopique et microscopique. En comparant la pente de la bande de cisaillement des trois types d'éprouvette différents à l'œil nu, un changement léger de cette pente a été trouvé, en bon accord avec celui montré dans l'étude bibliographique. Ensuite, la microstructure de l'argile de Boom située près de la bande de cisaillement a été étudiée à l'aide du porosimètre au mercure. On a observé une évolution de la famille des micro-pores (de 80 nm à l'état naturel à 150 nm près de la bande de cisaillement), et des macro-pores dont le diamètre varie entre 10 μm et 700 μm.

Pendant le cisaillement, les paramètres élastiques sont étudiés à deux échelles de déformation : à petites déformations par les mesures locales (déformations et contraintes) et à très petites déformations par des éléments piézoélectriques (seuls les modules de cisaillement peut être déterminés). En analysant les mesures des vitesses d'ondes, on voit que le temps de propagation d'ondes ne changement quasiment pas au cours du cisaillement. De plus, les formes des signaux enregistrés ne changement presque pas. Cela veut dire que la présence de la bande de cisaillement ne peut pas être identifiée à travers ces mesures des vitesses d'ondes. En analysant les mesures locales de contrainte et de déformation, les variations des deux modules sécants (E_h, E_v) et des trois coefficients de Poisson (ν_{hh}, ν_{hv}, ν_{vh}) (déterminés par les mesures locales) en fonction de la déformation axiale ε_a ont été analysées. On observe que plus la déformation locale augmente, plus le module sécant diminue. Autrement dit, la rigidité de l'éprouvette diminue. De plus, les valeurs du module d'Young obtenues par les mesures locales sont nettement plus faibles que celles obtenues par des éléments piézoélectriques (déterminés avant la saturation, à p = 2,4 MPa) à cause de la différence de la gamme de déformation. Dans la gamme de 0,001% < ε_a < 0,01%, les valeurs du module d'Young (obtenues par la méthode des mesures locales) sont beaucoup plus élevées que celle de référence utilisée précédemment dans les modèles isotropes ou anisotropes pour l'argile de Boom. Les valeurs trouvées pour le coefficient de Poisson sont très élevées (surtout ν_{hh}, ν_{hv}) par rapport aux valeurs de référence. L'anisotropie inhérente est bien mise en évidence via cette étude expérimentale : $E_h > E_v$ et $\nu_{hh} > \nu_{vh}$. A partir de ces résultats et en consultant les valeurs de référence sur ces paramètres, une nouvelle combinaison de quatre paramètres élastiques (E_h, E_v, ν_{hh}, ν_{vh}) a été proposée qui sera utilisée dans le modèle anisotrope présenté dans le chapitre 6. De plus, pour ce modèle anisotrope, le dernier paramètre élastique G_{hv} a été déterminé à l'aide de la formule Saint-Venant qui a été validée pour l'argilite de Tournemire.

Chapitre 6

Modélisation du comportement anisotrope

6.1. Introduction

Dans ce chapitre, un modèle élasto-plastique est développé pour l'argile de Boom naturelle avec prise en compte de l'anisotropie inhérente. Ce modèle anisotrope ACC-2A est basé sur le modèle isotrope ACC-2 à deux surfaces de charge développé par Hong (2013). Notons que le modèle ACC-2 a été calibré et validé avec des résultats d'essais triaxiaux drainés et non-drainés sur l'argile de Boom. Le comportent élastique linéaire anisotrope est introduit avec cinq paramètres élastiques, en adoptant une isotropie transversale. Concernant le mécanisme plastique du modèle ACC-2A, un tenseur de structure est introduit afin de prendre en compte la présence du plan de sédimentation du matériau. La signification physique et l'identification des paramètres sont discutées de façon détaillée, et ces paramètres anisotropes sont calibrés sur un essai triaxial en condition K_0 sur une éprouvette perpendiculaire au litage de l'argile de Boom (les résultats expérimentaux sont présentés dans le chapitre 4). La validation de ce modèle anisotrope est faite en simulant les essais oedométriques et triaxiaux sous des pressions de confinement constantes (p'_0 = 1,0 MPa et p'_0 = 2,4 MPa) sur trois types d'éprouvettes: perpendiculaire, inclinée 45° et parallèle au litage (voir chapitre 5).

6.2. Modèle anisotrope

Les sols naturels sont reconnus comme étant anisotropes en général aussi bien dans leur comportement élastique que dans leur comportement plastique (Graham and Houlsby, 1983). Dans un modèle élasto-plastique, l'incrément de la déformation totale est la somme des incréments de déformation élastique et plastique (équation (0.0)).

$$d\varepsilon = d\varepsilon_{ij}^{e} + d\varepsilon_{ij}^{p} \tag{0.0}$$

Dans les deux sections suivantes (6.2.1et 6.2.2), les formulations de l'anisotropie de la déformation élastique et plastique sont présentées.

6.2.1. Elasticité anisotrope

Lorsque le matériau est élastique isotrope transversal, cinq paramètres élastiques E_v, E_h, ν_{vh} , ν_{hh} , G_{hv} sont nécessaires pour décrire le comportement élastique (Love, 1944). Diverses études expérimentales visant à déterminer ces cinq paramètres peuvent être trouvées dans la littérature (Kimoto, 2003; Lings et al., 2000; Ratananikom et al., 2013; Yimsiri et Soga, 2011).

La loi de Hooke pour un matériau élastique linéaire isotrope transversal s'exprime comme suit :

$$\left\{\sigma^{e}\right\} = \left[D_{e}\right]\left\{\varepsilon^{e}\right\} \tag{0.0}$$

$$\left\{\varepsilon^{e}\right\} = \left[D_{e}\right]^{-1}\left\{\sigma^{e}\right\} \tag{0.0}$$

ou en donnant de façon explicite la matrice de souplesse avec cinq paramètres élastiques et en utilisant la notation réduite de Voigt pour les tenseurs :

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{v}^{e} \\ \varepsilon_{h}^{e} \\ \varepsilon_{h}^{e} \\ \gamma_{hv}^{e} \\ \gamma_{hv}^{e} \\ \gamma_{hh}^{e} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{E_v} & -\frac{\nu_{hv}}{E_h} & -\frac{\nu_{hv}}{E_h} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & \frac{1}{E_h} & -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{vh}}{E_v} & -\frac{\nu_{hh}}{E_h} & \frac{1}{E_h} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{hv}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{hv}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{2(1+\nu_{hh})}{E_h} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_{v}^{e} \\ \sigma_{h}^{e} \\ \sigma_{h}^{e} \\ \sigma_{hv}^{e} \\ \sigma_{hv}^{e} \\ \sigma_{hh}^{e} \end{pmatrix} \tag{0.0}$$

où :

- E_v : module d'Young vertical
- E_h : module d'Young horizontal
- ν_{vh} : coefficient de Poisson pour la déformation horizontale due à une déformation verticale imposée

- ν_{hh} : coefficient de Poisson pour la déformation horizontale due à une déformation horizontale imposée
- G_{vh} : module de cisaillement dans le plan vertical
- G_{hh} : module de cisaillement dans le plan horizontal, qui dépend de E_h et de ν_{hh} de la façon suivante :

$$G_{hh} = \frac{E_h}{2(1+\nu_{hh})} \tag{0.0}$$

L'équation (0.0) donne la relation contrainte-déformation via la matrice de rigidité $[D_e]$ lorsque le vecteur normal au plan de litage coïncide avec l'axe de la contrainte principale majeure (c'est-à-dire $\theta = 0°$) (Figure 6-1a).

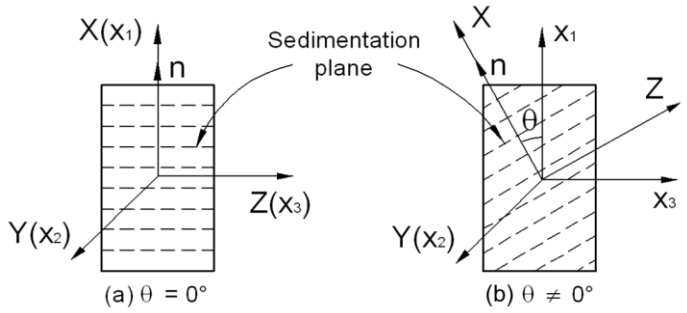


Figure 6-1 : Définition de θ et systèmes de repères (X, Y, Z) et (x_1, x_2, x_3).

Quand $\theta \neq 0°$ (Figure 6-1b), il est nécessaire d'appliquer une rotation à la matrice de rigidité $[D_e]$ pour que cette matrice puisse être définie dans le repère des contraintes principales (x_1, x_2, x_3). La matrice de rigidité transformée par rotation est exprimée par la relation suivante :

$$\left[\hat{D}_e\right] = [Q][D_e][Q]^T \tag{0.0}$$

où $[Q]$ est la matrice de rotation définie de IR^6 dans IR^6 par (en notation réduite) :

$$[Q] = \begin{pmatrix} U_{11}^2 & U_{21}^2 & U_{31}^2 & 2U_{21}U_{31} & 2U_{11}U_{31} & 2U_{21}U_{11} \\ U_{12}^2 & U_{22}^2 & U_{32}^2 & 2U_{22}U_{32} & 2U_{12}U_{32} & 2U_{12}U_{22} \\ U_{13}^2 & U_{23}^2 & U_{33}^2 & 2U_{23}U_{33} & 2U_{13}U_{33} & 2U_{13}U_{23} \\ U_{12}U_{13} & U_{22}U_{23} & U_{32}U_{33} & U_{23}U_{32}+U_{22}U_{33} & U_{13}U_{32}+U_{12}U_{33} & U_{13}U_{22}+U_{12}U_{23} \\ U_{11}U_{13} & U_{21}U_{23} & U_{31}U_{33} & U_{23}U_{31}+U_{21}U_{33} & U_{13}U_{31}+U_{11}U_{33} & U_{13}U_{21}+U_{23}U_{11} \\ U_{11}U_{12} & U_{21}U_{22} & U_{31}U_{32} & U_{22}U_{31}+U_{32}U_{21} & U_{12}U_{31}+U_{32}U_{11} & U_{12}U_{21}+U_{22}U_{11} \end{pmatrix} \tag{0.0}$$

Dans l'équation (0.0), ***U*** est le tenseur propre de rotation, qui opère "matériellement" la rotation de l'ancienne base ***B*** vers la nouvelle base ***B'***, comme s'il s'agissait d'un opérateur qui tourne rigidement un repère de 3 axes orthogonaux dans la nouvelle position. Les composantes de ***U*** peuvent alors être facilement identifiés : la *i*-ème colonne de la matrice qui représente ***U*** dans la base ***B*** est formée par les composantes du vecteur e'_i, écrites dans la base ***B***.

$$[U] = \left[e'_1 \middle| e'_2 \middle| e'_3 \right] \tag{0.0}$$

En d'autres termes, la composante U_{ij} est le cosinus de l'angle que le vecteur e'_j forme avec le vecteur e_i. Lorsque la rotation du repère se réduit à une rotation d'amplitude θ autour de l'axe x_2 de l'éprouvette, il devient :

$$[U] = \begin{bmatrix} \cos\theta & 0 & \sin\theta \\ 0 & 1 & 0 \\ -\sin\theta & 0 & \cos\theta \end{bmatrix} \tag{0.0}$$

L'incrément de la déformation élastique anisotrope est déterminé par :

$$\left\{ d\varepsilon^e \right\} = \left[\hat{D}_e \right]^{-1} \left\{ d\sigma \right\} \tag{0.0}$$

Rappelons qu'une discussion sur l'étude expérimentale permettant d'identifier les cinq paramètres élastiques à partir des résultats d'essais triaxiaux sur deux types éprouvettes perpendiculaire et parallèle au litage a été présentée dans le chapitre 1 (paragraphe 1.3.3.2).

6.2.2. Plasticité anisotrope

6.2.2.1. Introduction de l'anisotropie

Afin de montrer l'effet de la microstructure, la théorie de l'anisotropie de Boehler (Boehler et Sawczuk, 1977) est utilisée. Dans cette théorie, le tenseur de contrainte σ_{ij} est remplacé par le tenseur de contrainte transformé $\hat{\sigma}_{ij}$. Ce tenseur transformé est une fonction du tenseur de contrainte σ_{ij} et d'un tenseur de structure M_{ij} qui décrit l'isotropie transversale du matériau.

Le tenseur de structure M_{ij} est défini comme le produit tensoriel du vecteur unitaire n_i par lui-même, n_i étant le vecteur normal unitaire au plan de la sédimentation :

$$M_{ij} = n_i \otimes n_i \quad (i, j = 1,2,3) \tag{0.0}$$

Quand $\theta = 0°$, les composants du tenseur de structure sont représentés dans le repère (X, Y, Z) qui coïncide avec le repère (x_1, x_2, x_3) par :

$$[M] = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \otimes \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \tag{0.0}$$

Quand $\theta \neq 0°$, le tenseur de structure M_{ij} doit être exprimé dans le repère (x_1, x_2, x_3) qui correspond au repère des contraintes principales :

$$\left[\hat{M}\right] = [U][M][U]^T \tag{0.0}$$

Le tenseur transformé doit satisfaire le principe d'objectivité, et est déterminé par une fonction linéaire du tenseur de contrainte σ_{ij}. Suivant la théorie de Boehler (Boehler et Sawczuk, 1977), le tenseur de contrainte transformé est donné par :

$$\left[\hat{\sigma}_{ij}\right] = A_{ijkl}\left[\sigma_{kl}\right] \tag{0.0}$$

où [A] est un tenseur du quatrième ordre sans dimension qui tient compte de l'anisotropie mécanique. Dans le cas de l'isotropie transversale, les composantes de A sont exprimées en fonction de trois constantes (trois paramètres anisotropes) α, β, et γ du matériau (Boehler et Sawczuk, 1970, 1974, 1977). Ces constantes doivent être déterminées expérimentalement. Les constantes α et γ apparaissent comme étant inversement proportionnelles à la résistance du matériau sous une compression uniaxiale, tandis que la constante β apparait comme étant inversement proportionnelle à la résistance au cisaillement simple ([1]) de ce milieu (Boehler et Sawczuk, 1970). Les composantes de A sont données par l'équation (0.0).

$$\begin{aligned} &A_{1111} = \alpha, \quad A_{2222} = A_{3333} = \gamma, \quad A_{2323} = A_{3232} = \frac{\gamma}{2} \\ &A_{1313} = A_{3131} = A_{1212} = A_{2121} = \frac{\beta}{2} \end{aligned} \tag{0.0}$$

Le passage au cas isotrope se fait en posant $\alpha = \beta = \gamma = 1$.

Le tenseur de contrainte transformé est relié au tenseur de structure $\hat{M}_{ij}$ et au tenseur de contrainte par l'équation suivante :

$$\left[\hat{\sigma}_{ij}\right] = (\alpha + \gamma - 2\beta)(\hat{M}_{mn}\sigma_{mn})\hat{M}_{ij} + \gamma\sigma_{ij} + (\beta - \gamma)(\hat{M}_{ik}\sigma_{kj} + \sigma_{ik}\hat{M}_{kj}) \tag{0.0}$$

Notons que le passage de l'équation (0.0) à l'équation (0.0) proposé par Boehler (1975) est présenté en annexe B.

Les trois paramètres anisotropes pourraient être déterminés en se basant sur le critère de von Mises ($J_2 = k^2$) à partir d'essais de compression simple sur un matériau isotrope transversal (Boehler et Sawczuk, 1974) :

[1] Parfois appelé cisaillement pur ("pure shear" en anglais)

$$R_\theta{}^2 = \frac{3k^2}{(\alpha\cos^2\theta + \gamma\sin^2\theta)^2 + 3(\beta - \alpha\gamma)\sin^2\theta\cos^2\theta} \quad (0.0)$$

$$\alpha = \frac{k\sqrt{3}}{R(0)} \;\; ; \;\; \beta = \frac{k\sqrt{2}}{C(\pi/4)} \;\; ; \;\; \gamma = \frac{k\sqrt{3}}{R(\pi/2)} \quad (0.0)$$

où R_θ est la résistance à la compression simple dans la direction θ; k est le seuil élastique du matériau et $C(\pi/4)$ est la résistance suite au cisaillement simple de l'éprouvette inclinée de $\theta = 45°$ par rapport au litage.

6.2.2.2. Modèle isotrope ACC-2 (Hong, 2013)

Hong (2013) a proposé un modèle isotrope à deux surfaces de charge (intérieure et extérieure), nommé ACC-2 et validé pour l'argile de Boom. Ce modèle peut être considéré comme une adaptation du modèle Cam Clay modifié (MCC) pour mieux décrire le comportement de l'argile de Boom. En effet, le modèle MCC suppose une relation bilinéaire dans le plan (e – ln p'), qui ne correspond pas parfaitement aux observations expérimentales qui montrent une transition douce entre les phases élastique et plastique.

Dans le modèle ACC-2 originel, le mécanisme élastique de déformation reprend celui du modèle MCC, mais avec le module de cisaillement non constant et déduit d'une condition sur le coefficient de Poisson, ce dernier étant supposé constant. Il est entendu que cette condition ne satisfait pas les principes de la thermodynamique mais permet simplement de rendre compte des observations expérimentales. En ce qui concerne le mécanisme de déformation plastique, une loi d'écrouissage isotrope tenant compte du mécanisme de dégradation progressive de rigidité est introduite en se basant sur les études expérimentales concernant le comportement en compression dans le plan (e - ln p') (Figure 6-2).

Lorsque le sol est au point de référence A sur la courbe de compression (Figure 6-2), il correspond au point A' sur la droite NCL (consolidation normale) par un scalaire mesurant la distance entre l'état actuel et le point de référence A' le long d'une droite de pente κ (pente élastique) :

$$r = \frac{p'_c}{\bar{p}'_c} \quad (0.0)$$

avec p'_c : la contrainte appliquée actuelle, et $\bar{p}'_c$: la contrainte de référence sur la droite NCL.

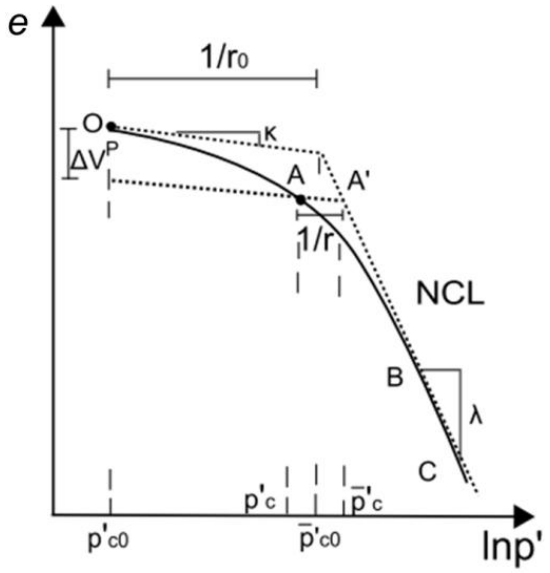


Figure 6-2 : Comportement en compression isotrope de l'argile de Boom naturelle (Hong, 2013).

Afin de tenir compte de l'augmentation progressive de l'incrément de déformation plastique, une loi simple décrivant l'évolution de *r* est introduite :

$$dr = \frac{(1+e_0)}{\lambda^*} s(1-r) d\varepsilon_d^p \qquad (0.0)$$

$$d\varepsilon_d^p = d\varepsilon_v^p + A_d d\varepsilon_s^p \qquad (0.0)$$

$$d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_1 + 2d\varepsilon_3 \quad ; \quad d\varepsilon_s^p = \frac{2}{3}(d\varepsilon_1 - d\varepsilon_3) \qquad (0.0)$$

Le paramètre A_d (équation (0.0)) est utilisé afin de contrôler la contribution de la déformation de cisaillement plastique au processus de dégradation plastique de la rigidité, par le biais d'une déformation plastique globale ε_d^p. Le paramètre *s* est une constante du matériau qui contrôle la vitesse de dégradation de rigidité en fonction à la déformation plastique.

On note que le mécanisme élastique pris en compte dans le modèle anisotrope proposé ici est différent de celui introduit originalement dans le modèle ACC-2. L'équation (6.4) est en effet considérée dans la suite. Le nouveau modèle prend en compte une élasticité linéaire (et non plus non-linéaire comme dans les modèles MCC ou ACC-2) et assure une cohérence du point de vue thermodynamique. Le paramètre κ du modèle isotrope ACC-2 (donnant la pente élastique dans le plan (*e* - ln *p*') disparai. Un nouveau paramètre λ^* est introduit dans la loi d'écrouissage (voir équations (0.0) et (0.0)). Ce nouveau paramètre peut être déduit facilement de paramètres isotropes préalablement déterminés puisque $\lambda^* = \lambda - \kappa$.

6.2.2.3. Modèle anisotrope ACC-2A

Dans le modèle anisotrope ACC-2A, la forme des deux surfaces de charge (Figure 6-3) ainsi que les autres éléments du modèle (lois d'écrouissage, lois d'écoulement) sont assez proches de ceux du modèle isotrope ACC-2. La principale différence réside dans la transformation du tenseur de contraintes dans le modèle anisotrope.

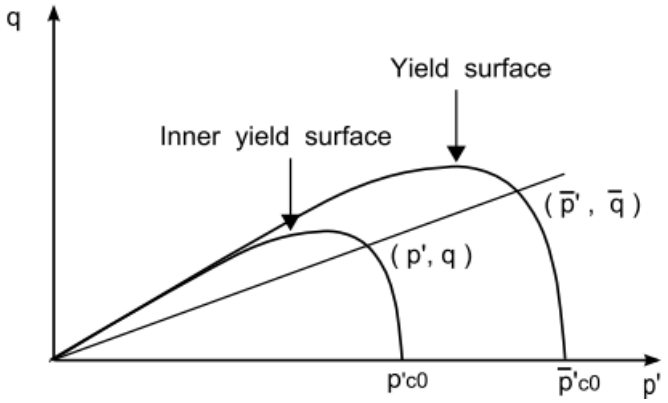


Figure 6-3 : La forme des deux surfaces de charge intérieure et extérieure dans le modèle ACC-2 (Hong, 2013).

Les équations des surfaces de charge intérieure (f_I) et extérieure (f_Y) du modèle ACC-2A sont :

$$f_I = \hat{q}^2 + \frac{M_f{}^2}{1-k_f}\left(\frac{\hat{p}'}{r\hat{\bar{p}}'_c}\right)\left(r\hat{\bar{p}}'_c\right)^2 - \frac{M_f{}^2\hat{p}'^2}{1-k_f} \qquad (0.0)$$

$$f_Y = \hat{q}^2 + \frac{M_f{}^2}{1-k_f}\left(\frac{\hat{p}'}{\hat{\bar{p}}'_c}\right)\left(\hat{\bar{p}}'_c\right)^2 - \frac{M_f{}^2\hat{p}'^2}{1-k_f} \qquad (0.0)$$

Le potentiel plastique du modèle ACC-2A est :

$$g_I = \hat{q}^2 + \frac{M_g{}^2}{1-k_g}\left(\frac{\hat{p}'}{r\hat{\bar{p}}'_c}\right)\left(r\hat{\bar{p}}'_c\right)^2 - \frac{M_g{}^2\hat{p}'^2}{1-k_g} \qquad (0.0)$$

$$g_Y = \hat{q}^2 + \frac{M_g{}^2}{1-k_g}\left(\frac{\hat{p}'}{\hat{\bar{p}}'_c}\right)\left(\hat{\bar{p}}'_c\right)^2 - \frac{M_g{}^2\hat{p}'^2}{1-k_g} \qquad (0.0)$$

La loi d'écrouissage est établie avec deux paramètres $\hat{\bar{p}}_c$ (pour la surface de charge extérieure) et r (pour la surface de charge intérieure). Les lois d'écrouissage des deux paramètres p_c et r sont présentées dans les équations (0.0) et (0.0), respectivement.

$$d\hat{\bar{p}}'_c = \frac{1+e_0}{\lambda^*}\hat{\bar{p}}'_c\, d\varepsilon_v^p \qquad (0.0)$$

Au total, le modèle anisotrope ACC-2A compte 18 paramètres:

- 9 paramètres provenant du modèle isotrope ACC-2 : λ^*, p'_{c0}, k_f , M_f, k_g, M_g, s, r_0, A_d. A part le paramètre λ^*, la détermination des 8 paramètres restants à partir d'essais de laboratoire a été présentée par Hong (2013). Les valeurs de ces paramètres sont reprises de son travail et données dans le Tableau 6-1.
- 5 paramètres élastiques anisotropes : E_h, E_v, ν_{hh}, ν_{vh}, G_{hv}
- 3 paramètres plastiques anisotropes : α, β, γ

Tableau 6-1 : Paramètres isotropes utilisés dans le modèle ACC-2 et ACC-2A.

	e_0	λ^*	$\bar{p}'_c$ (MPa)	k_f	k_g	M_f	M_g	r_0	s	A_d
ACC-2	0.61	-	6	0.7	0.9	0.67	0.67	0.33	8	0.1
ACC-2A	0.61	0.16	6	0.7	0.9	0.67	0.67	$p'_0/\bar{p}'_c$	8	0.1

6.2.3. Identification des paramètres anisotropes

Afin de comprendre le rôle de chacun des 8 paramètres anisotropes, une étude paramétrique a été réalisée, un paramètre étant fait varier chaque fois.

Les valeurs préliminaires des paramètres élastiques et plastiques sont choisies en se basant sur les paramètres utilisés dans les modèles anisotropes de François et al. (2012) (étude sur l'argile de Boom à Mol) et Oka et al. (2002) (étude sur la roche sédimentaire de Tomuro), respectivement. Ces valeurs préliminaires sont présentées dans le Tableau 6-2.

Tableau 6-2 : Paramètres anisotropes préliminaires du modèle ACC-2A utilisés dans l'étude paramétrique.

	E_v (MPa)	E_h (MPa)	ν_{vh}	ν_{hh}	G_{hv} (MPa)	α	β	γ
ACC-2A	300	400	0.125	0.3	178	0.9	1.05	1

Dans cette étude paramétrique du modèle ACC-2A, tous les essais triaxiaux drainés simulés sont cisaillés à une pression de confinement p'_0 = 4 MPa. Conformément aux recommandations de Hong (2013), la valeur initiale r_0 est égale à $p'_0/\bar{p}'_c$, c'est-à-dire 0,67. Pour chaque paramètre étudié, trois valeurs sont choisies (voir Tableau 6-3). L'influence des trois paramètres est analysée pour les trois types d'éprouvettes (θ = 0°, 45°, 90°).

Tableau 6-3 : Etude paramétrique du modèle ACC-2A.

	E_v (MPa)	E_h (MPa)	ν_{vh}	ν_{hh}	G_{hv} (MPa)	α	β	γ
Valeurs choisies	240	320	0.0625	0.15	100	0.8	0.9	0.9
	300	400	0.125	0.3	178	0.9	1.05	1.0
	360	480	0.25	0.45	250	1.0	1.2	1.1

6.2.3.1. Influence de l'orientation θ de l'éprouvette

Avant de montrer les résultats de l'étude paramétrique, l'influence de l'orientation de l'éprouvette est étudiée en choisissant 5 valeurs de θ: 0°, 30°, 45°, 60°, 90° (Figure 6-4) et en considérant le jeu de paramètres initiaux donnés dans le Tableau 6-2.

Les simulations montrent que l'éprouvette perpendiculaire au litage (θ= 0°) atteint le pic de déviateur le plus élevé parmi les 5 éprouvettes. La rigidité apparente des éprouvettes diminue avec l'augmentation de l'angle θ. Le comportement élastique (lorsque ε_a < à 0,5%) est quasiment le même pour toutes les éprouvettes. Notons que le déviateur de l'éprouvette inclinée à 60° par rapport au litage est très proche de celui de l'éprouvette parallèle au litage (θ= 90°). Dans le plan (ε_a - ε_v), la différence de la déformation volumique vers la fin du cisaillement entre les trois types d'éprouvettes θ= 0°, 45°, 60° est claire : la déformation volumique de l'éprouvette diminue avec l'augmentation de θ. Les réponses ε_v de l'éprouvette θ= 60° et θ= 90° sont assez proches.

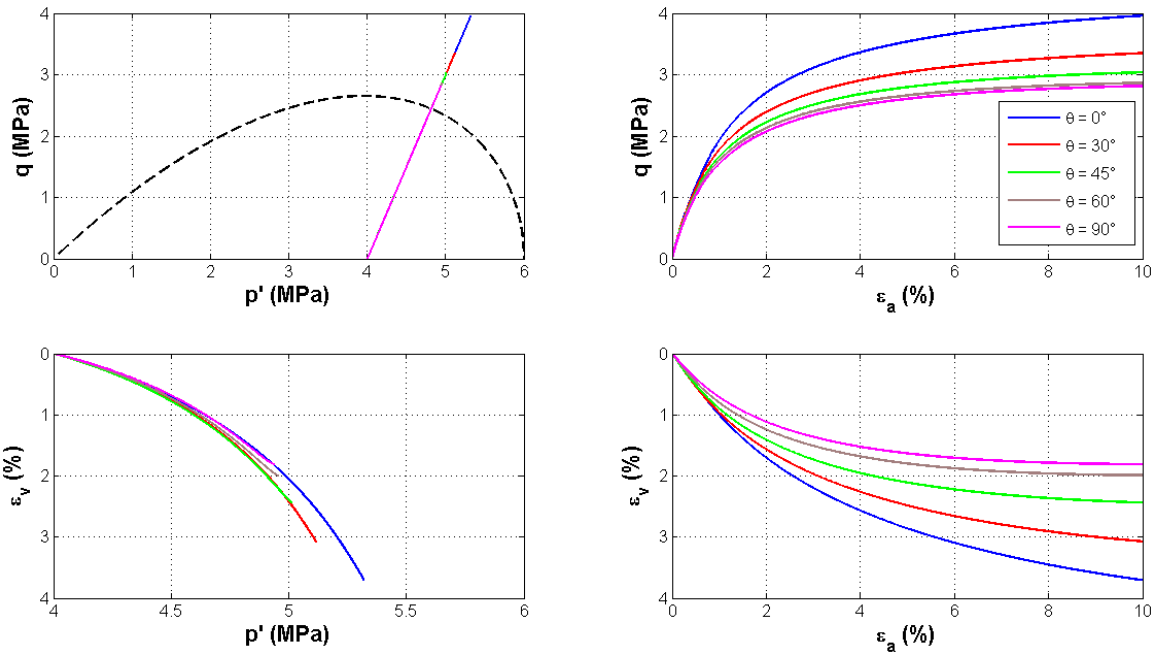


Figure 6-4 : Influence du paramètre θ.

6.2.3.2. Paramètre E_v

L'influence du paramètre E_v sur le comportement de l'éprouvette perpendiculaire au litage est montrée sur la Figure 6-5. Lorsque E_v varie entre 240 MPa et 360 MPa, le comportement est assez proche. Les valeurs du déviateur q à ε_a = 10% sont presque les mêmes (4 MPa). En général, plus E_v augmente, plus la pente (ε_a – q) devient raide et plus ε_v diminue. Pour l'éprouvette parallèle au litage, le paramètre E_v n'a aucun effet sur le déviateur et a seulement un effet très petit sur la déformation volumique.

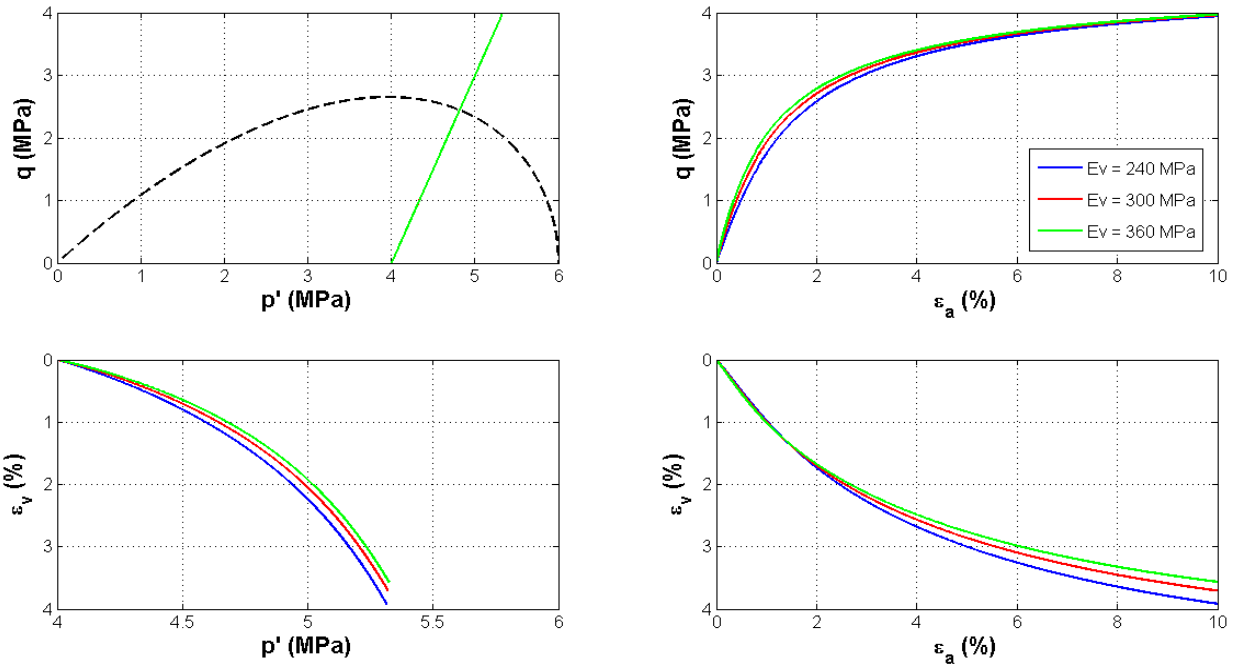


Figure 6-5 : Influence du paramètre E_v (θ = 0°).

6.2.3.3. Paramètre E_h

Le paramètre E_h n'influence pas le comportement de l'éprouvette perpendiculaire au litage. Pour cette raison, les simulations du comportement de l'éprouvette parallèle au litage sont choisies pour montrer l'effet du paramètre E_h (Figure 6-6). Dans le plan (ε_a – q), l'effet de E_h est insignifiant : les trois courbes sont quasiment superposées. Les valeurs de q à ε_a = 10% sont les même : q pic = 2,8 MPa à ε_a = 10%. Dans le plan (ε_a - ε_v), l'effet de E_h est plus clair mais n'est pas significatif.

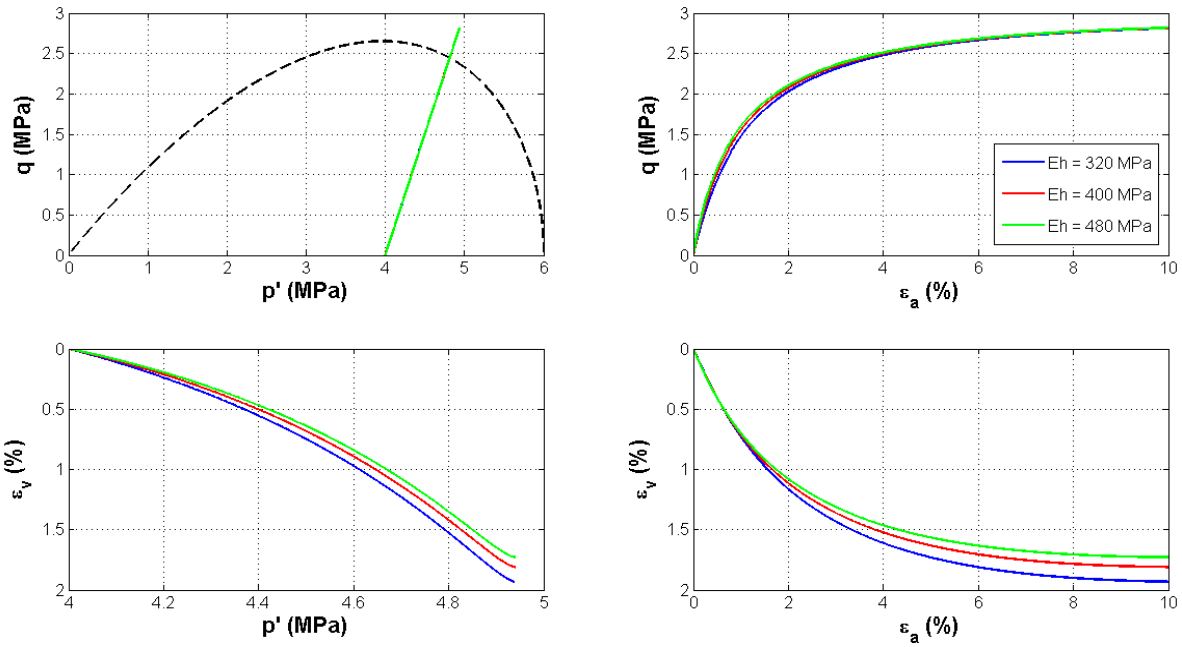


Figure 6-6 : Influence du paramètre E_h (θ = 90°).

6.2.3.4. Paramètre ν_{vh}

Les simulations du comportement de l'éprouvette perpendiculaire au litage pour trois cas de ν_{vh} sont montrées sur la Figure 6-7. Le paramètre ν_{vh} n'a aucune influence sur le déviateur. Seule la déformation volumique est influencée : plus ν_{vh} augmente, plus ε_v diminue. L'effet du paramètre ν_{vh} sur le comportement de l'éprouvette parallèle au litage est identique.

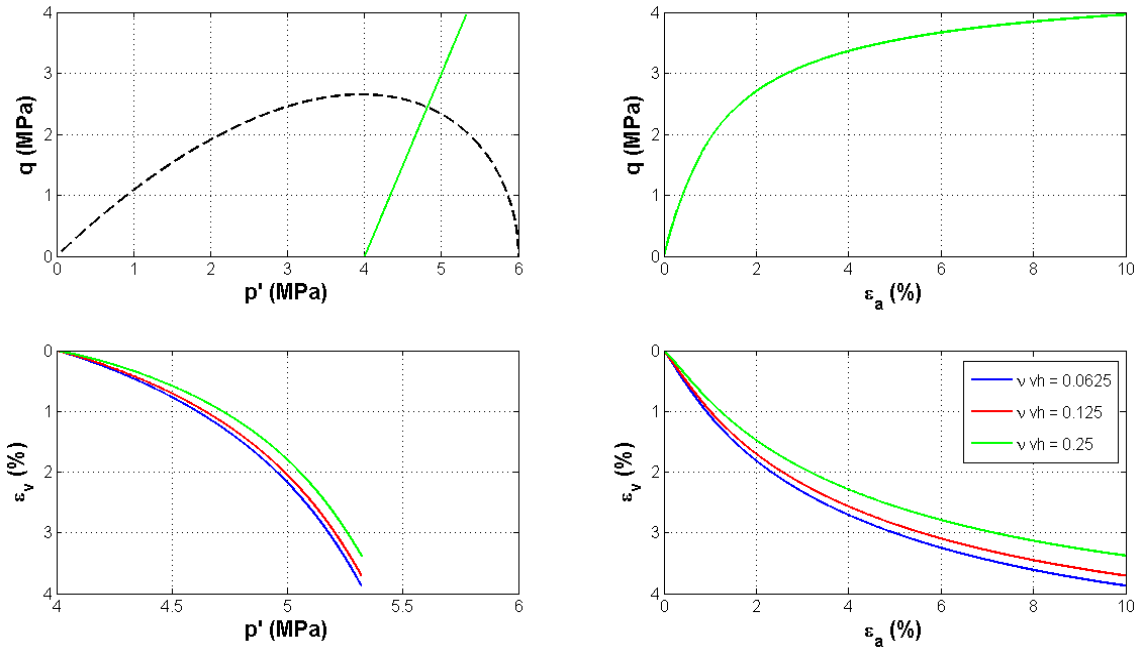


Figure 6-7 : Influence du paramètre ν_{vh} (θ = 0°)

6.2.3.5. Paramètre ν_{hh}

Le paramètre ν_{hh} n'influence pas le comportement de l'éprouvette perpendiculaire au litage. La Figure 6-8 montre l'effet de ν_{hh} sur le comportement de l'éprouvette parallèle au litage. On voit que ce paramètre n'a aucun effet sur le déviateur. Seule la déformation volumique est influencée.

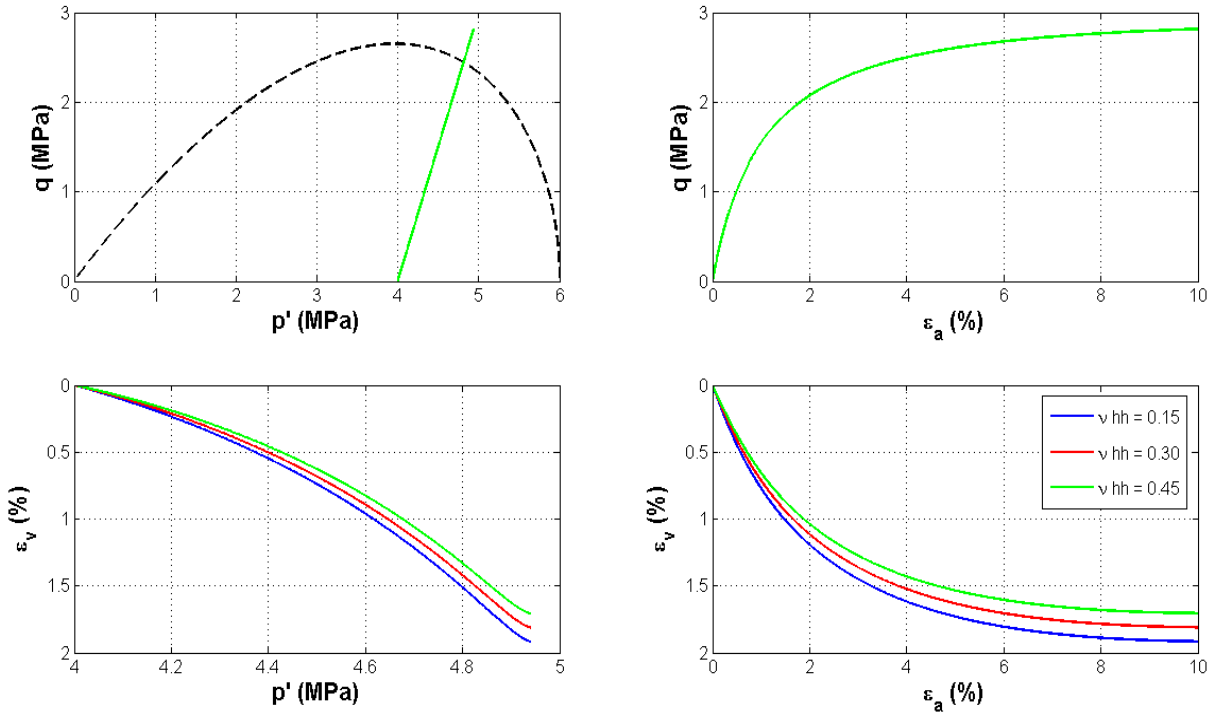


Figure 6-8 : Influence du paramètre ν_{hh} ($\theta = 90°$)

6.2.3.6. Paramètre G_{hv}

Le paramètre G_{hv} n'influence que le comportement de l'éprouvette inclinée par rapport au litage ($\theta \neq 0°, 90°$). L'effet de ce paramètre sur l'éprouvette incliné 45° au litage est présenté sur la Figure 6-9. On constate qu'il n'y a pas de grande différence entre les trois courbes. Dans le plan ($\varepsilon_a - q$) et ($\varepsilon_a - \varepsilon_v$), les pentes des courbes changent légèrement.

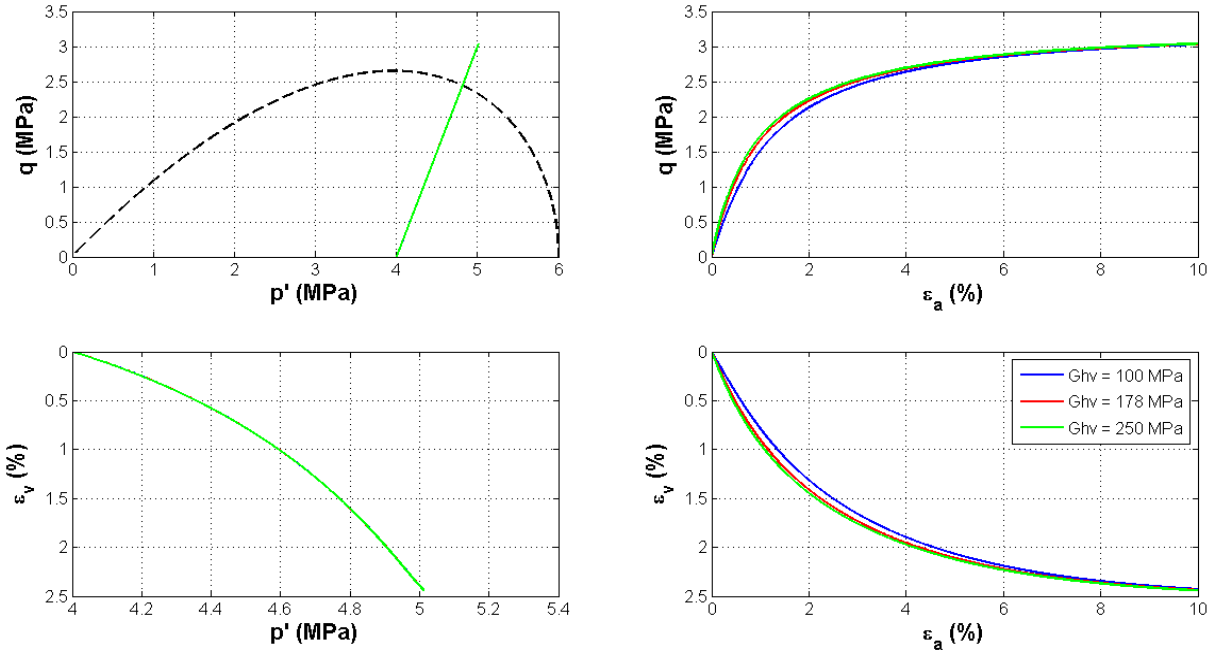


Figure 6-9 : Influence du paramètre G_{hv} (θ = 45°).

6.2.3.7. Paramètre α

L'effet du paramètre α sur le comportement des trois types d'éprouvettes θ = 0°, 45°, 90° est montré sur la Figure 6-10, la Figure 6-11 et la Figure 6-12, respectivement.

Pour l'éprouvette perpendiculaire au litage, lorsque α varie entre 0,8 et 1,0, on voit clairement la différence du comportement dans la partie plastique, surtout dans le plan ($\varepsilon_a - q$)). Plus α augmente, plus le déviateur et la déformation volumique diminuent.

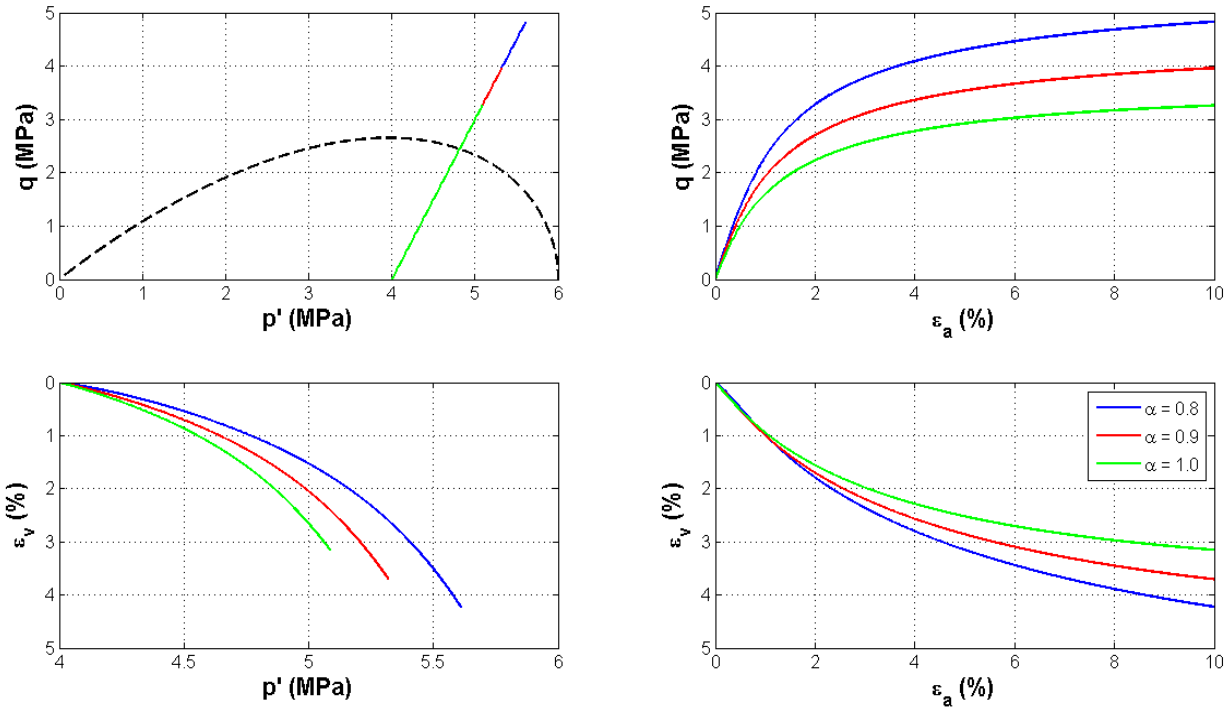


Figure 6-10 : Influence du paramètre α (θ = 0°).

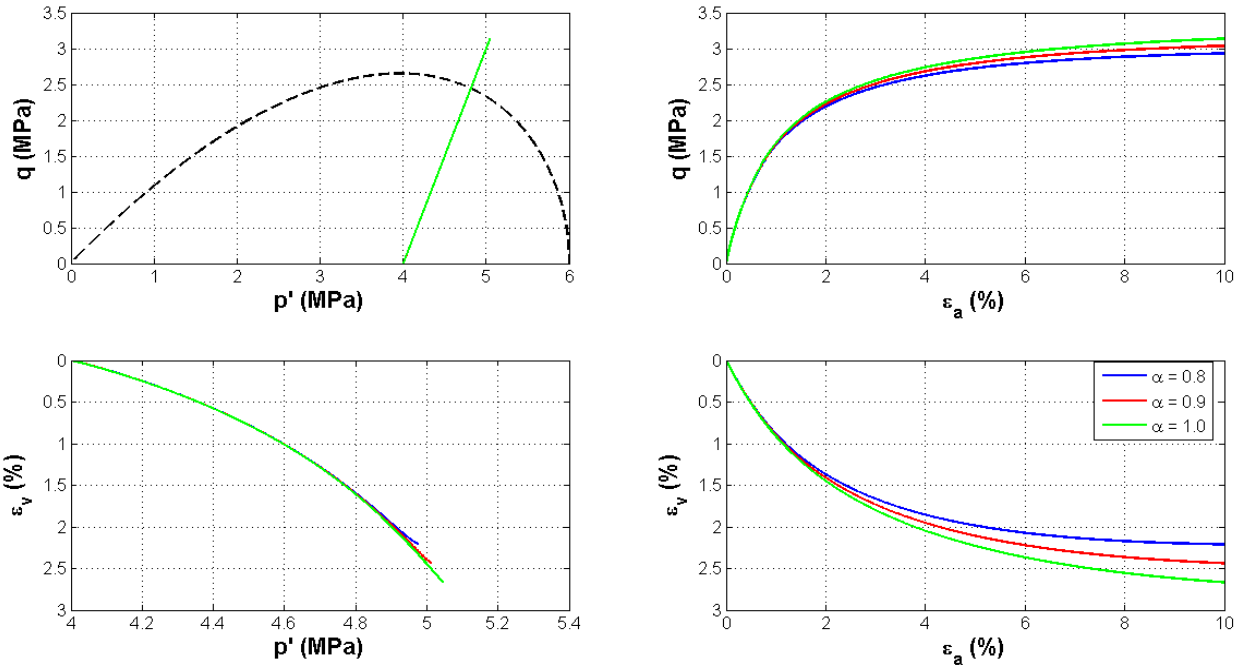


Figure 6-11 : Influence du paramètre α (θ = 45°).

Quant à l'éprouvette inclinée 45° par rapport au litage, l'effet du paramètre α devient moins important (Figure 6-11). Mais ce paramètre a un effet très important sur l'éprouvette parallèle au litage (Figure 6-12), notamment dans le plan (ε_a – ε_v).

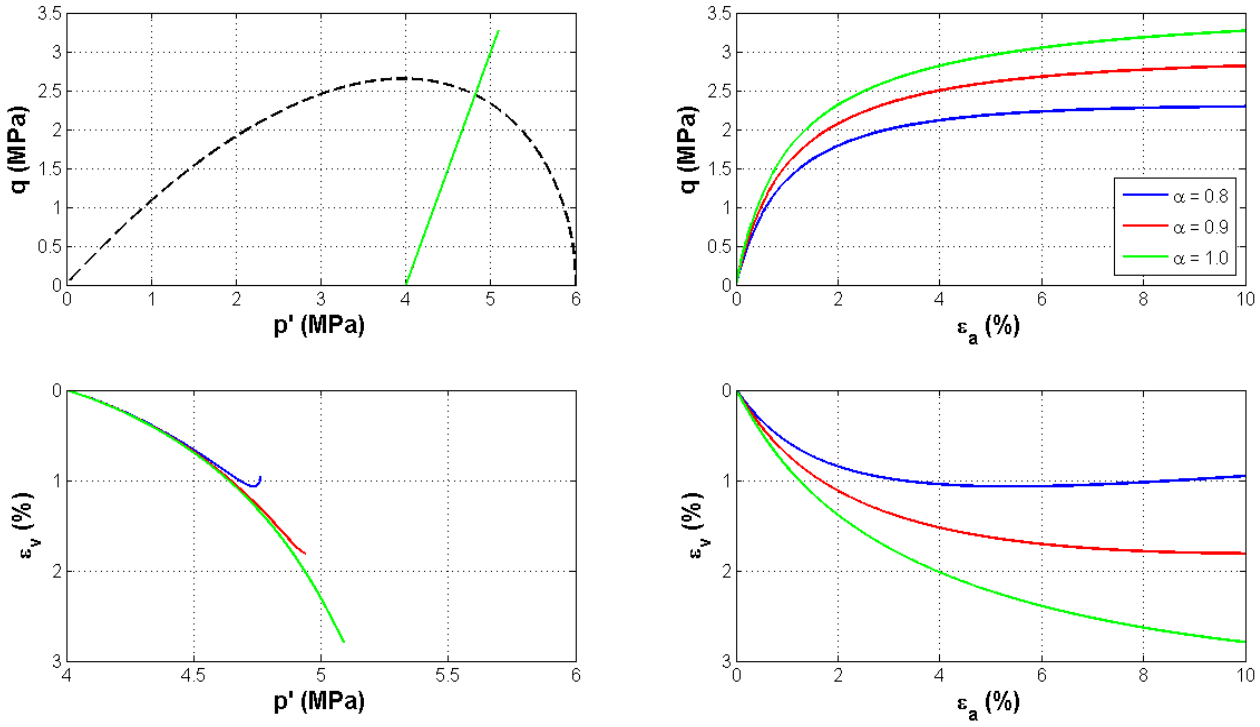


Figure 6-12 : Influence du paramètre α (θ = 90°).

6.2.3.8. Paramètre β

Le paramètre β n'a pas d'influence sur le comportement des éprouvettes perpendiculaire et parallèle au litage. L'effet du paramètre β sur le comportement de l'éprouvettes incliné θ = 45° est présenté sur la Figure 6-13, respectivement. A travers des courbes de simulation, on constate que l'effet de β sur le comportement de l'éprouvette inclinée θ = 45° est important : plus β augmente, plus la déformation volumique et le déviateur diminuent.

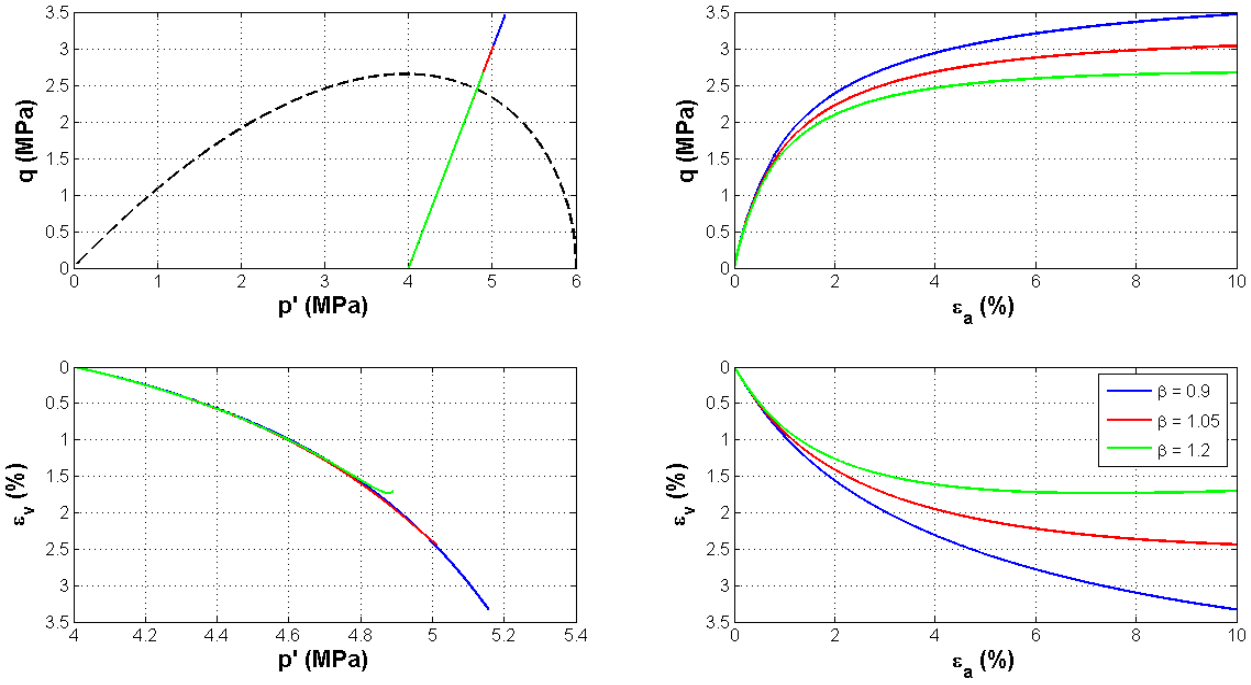


Figure 6-13 : Influence du paramètre β (θ = 45°).

6.2.3.9. Paramètre γ

L'effet du paramètre γ sur le comportement des trois types d'éprouvettes θ = 0°, 45°, 90° est montré sur la Figure 6-14, la Figure 6-15 et la Figure 6-16, respectivement. Ce paramètre a une influence importante sur le comportement plastique. Pour les éprouvettes perpendiculaire et inclinée à 45° par rapport au litage, plus γ augmente, plus le déviateur et la déformation volumique augmentent. En revanche, pour l'éprouvette parallèle au litage, plus γ augmente, plus le déviateur et la déformation volumique diminuent.

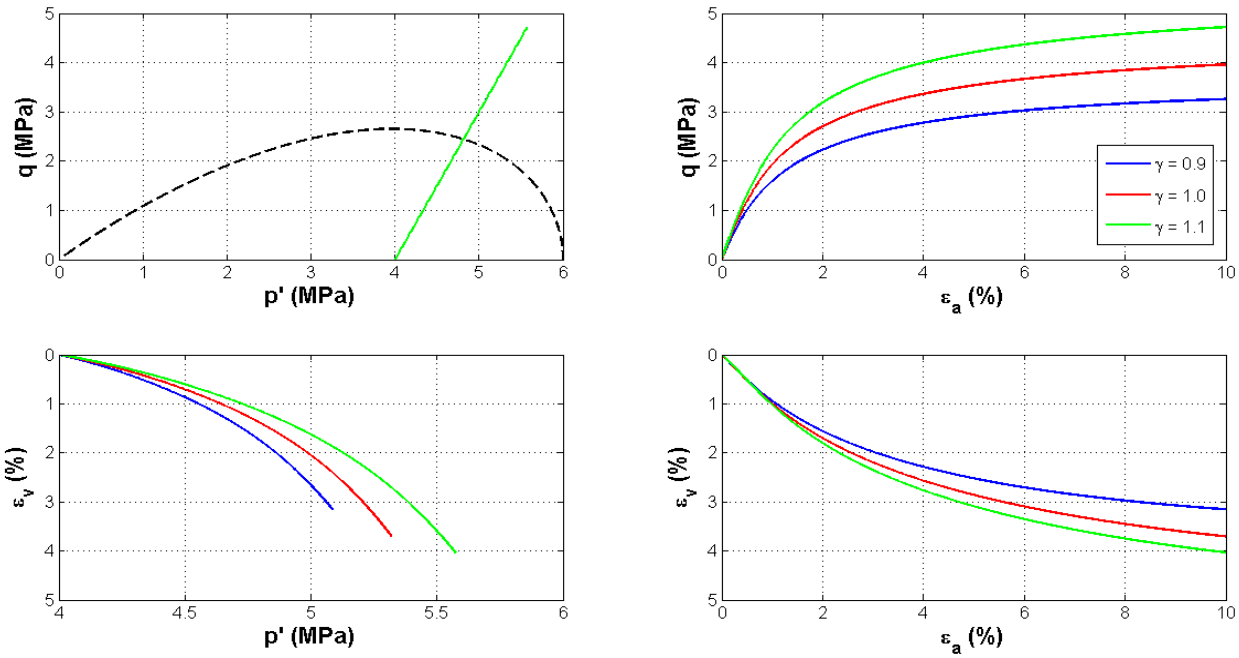


Figure 6-14 : Influence du paramètre γ (θ = 0°)

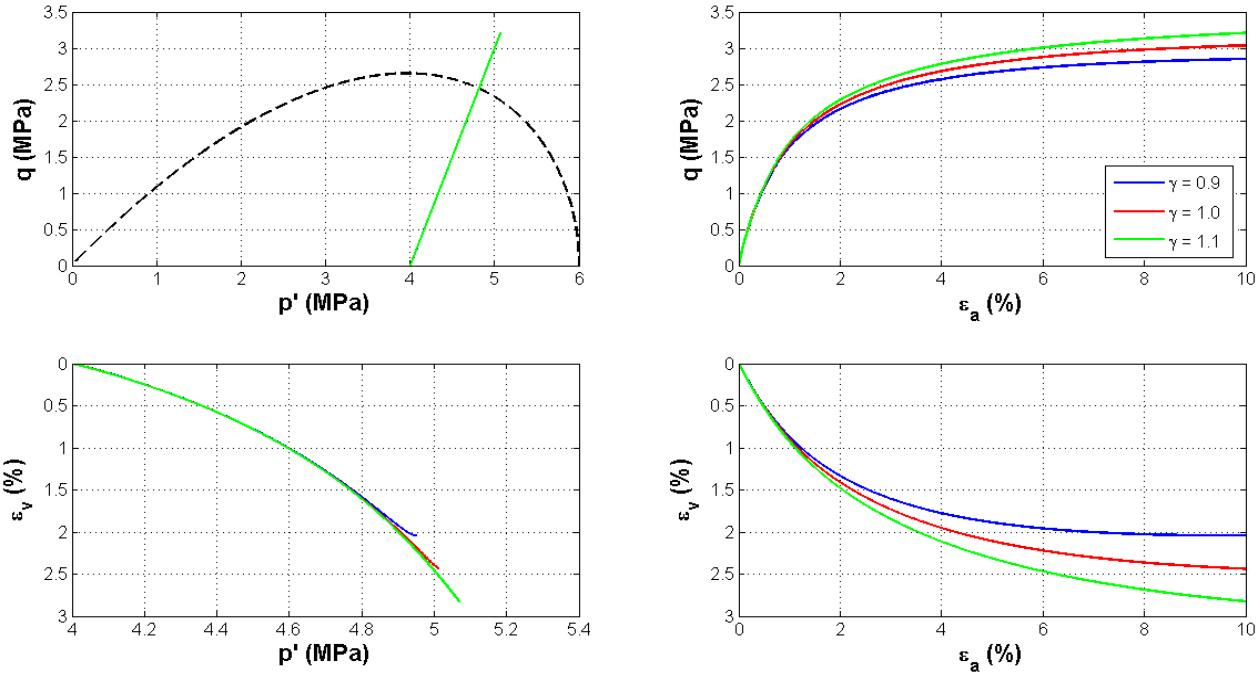


Figure 6-15 : Influence du paramètre γ (θ = 45°)

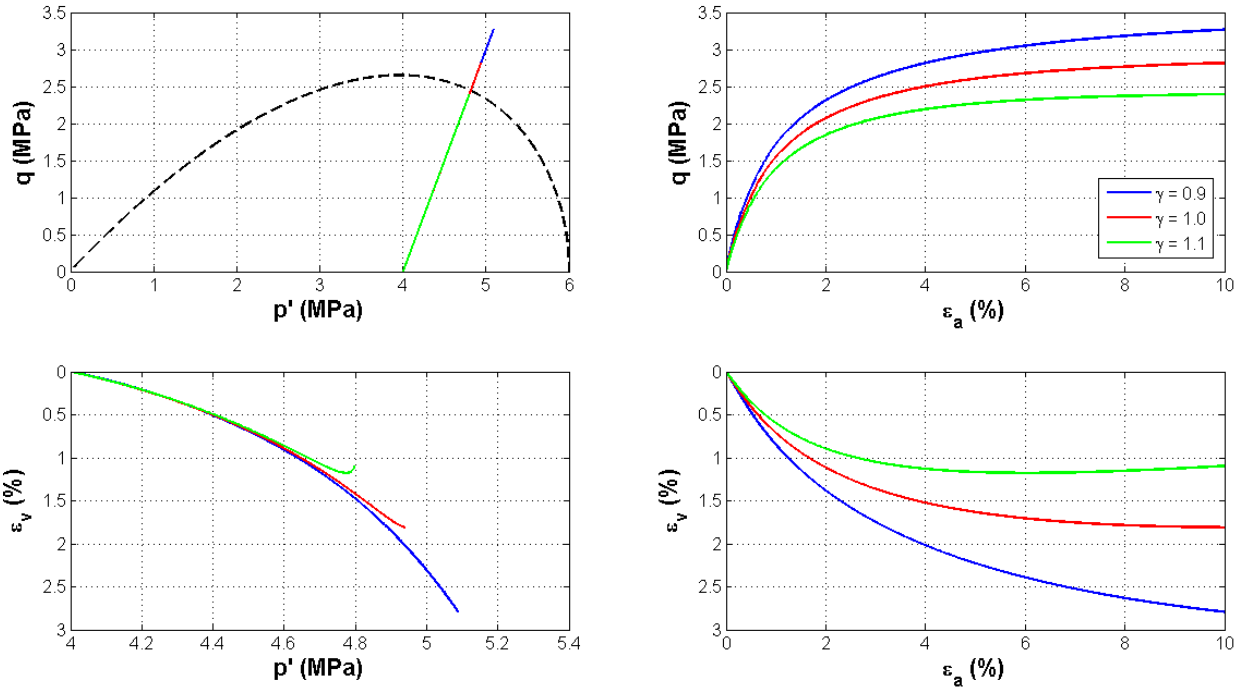


Figure 6-16 : Influence du paramètre γ (θ = 90°)

6.2.3.10. Discussion

Dans cette partie, quatre types d'anisotropie sont considérés pour le modèle ACC-2A, donnant ainsi quatre versions du modèle : (1) élasticité isotrope – plasticité isotrope, (2) élasticité anisotrope – plasticité isotrope, (3) élasticité isotrope – plasticité anisotrope, (4) élasticité anisotrope – plasticité anisotrope. Trois types d'éprouvettes sont considérés θ = 0°, 45°, 90° (Figure 6-17, Figure 6-18 et Figure 6-19, respectivement).

Pour l'éprouvette perpendiculaire au litage, il n'y a pas de différence entre les résultats du modèle 1 et 2. L'anisotropie sur la plasticité joue un rôle important, donc la différence entre les résultats du modèle 2 et du modèle 3 est importante. Il n'y a pas de différence entre les résultats du modèle 3 et 4 pour ce type d'éprouvette. Selon les résultats des modèles 1 et 4, on constate que le modèle isotrope sous-estime le déviateur et la déformation volumique de l'éprouvette par rapport au modèle anisotrope.

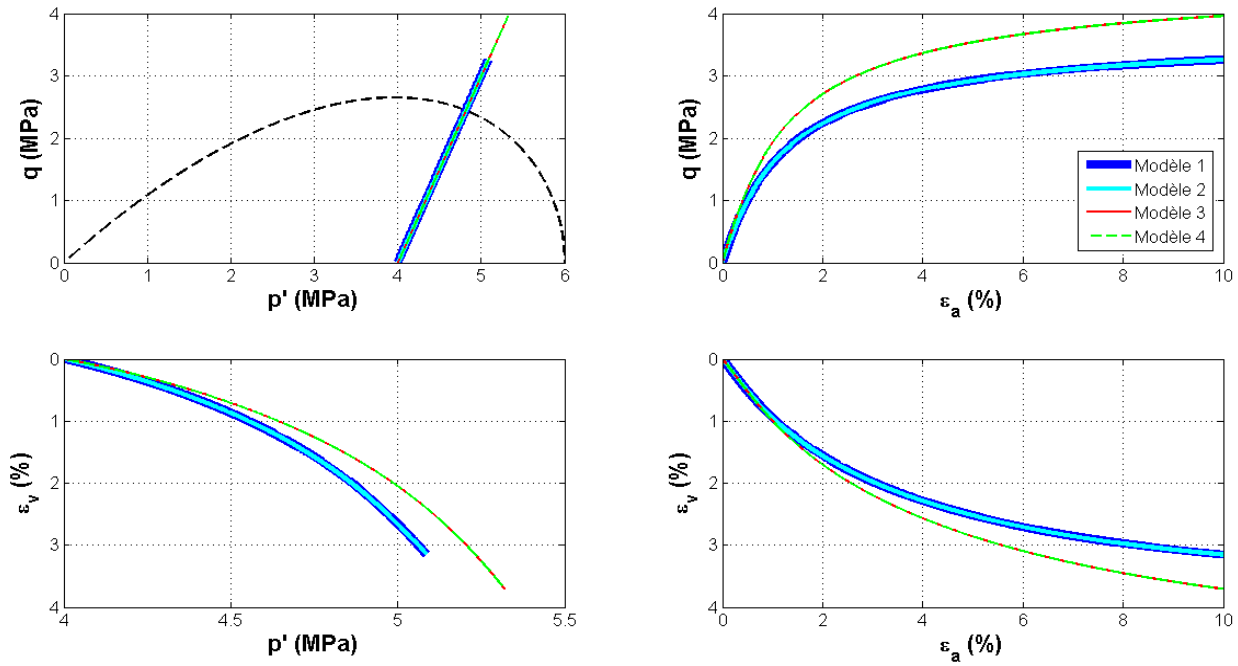


Figure 6-17 : Comparaison des 4 modèles : (1) élasticité isotrope – plasticité isotrope, (2) élasticité anisotrope – plasticité isotrope, (3) élasticité isotrope – plasticité anisotrope, (4) élasticité anisotrope – plasticité anisotrope (θ = 0°).

Quant à l'éprouvette inclinée 45°, l'effet de l'anisotropie sur le comportement plastique est moins important par rapport au cas précédent (θ = 0°). Le comportement élastique des quatre cas de simulation est très similaire. Le déviateur change légèrement (entre 3,0 MPa et 3,3 MPa à ε_a = 10%) entre les quatre cas de simulation. En revanche, dans le plan (ε_a - ε_v), la différence entre les résultats des modèles 1 et 4 est plus importante. A travers ces simulations, on observe que le modèle isotrope surestime le déviateur et la déformation volumique de l'éprouvette par rapport au modèle anisotrope. Cette surestimation est plus visible dans le cas de l'éprouvette parallèle au litage (Figure 6-19).

A travers ces résultats de simulations pour trois cas d'éprouvettes, on constate qu'avec la combinaison préliminaire des paramètres anisotropes (voir Tableau 6-2), l'anisotropie ne joue pas un rôle important sur le comportement élastique. Grâce à cette faible influence, les huit paramètres anisotropes d'un matériau isotrope transversal peuvent se réduire au nombre de cinq. Cependant, afin d'avoir une bonne cohérence dans le modèle entre le comportement élastique et plastique, il est nécessaire de considérer les paramètres anisotropes élastiques.

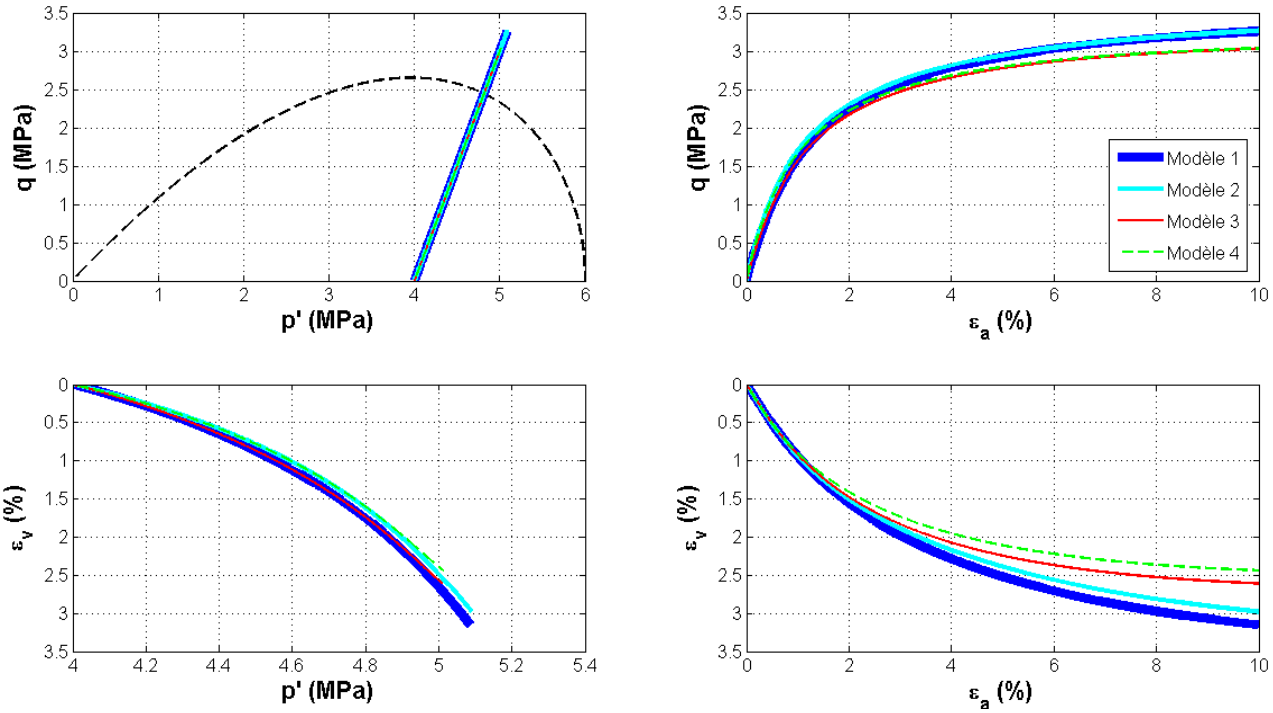


Figure 6-18 : Comparaison des 4 modèles : (1) élasticité isotrope – plasticité isotrope, (2) élasticité anisotrope – plasticité isotrope, (3) élasticité isotrope – plasticité anisotrope, (4) élasticité anisotrope – plasticité anisotrope (θ = 45°).

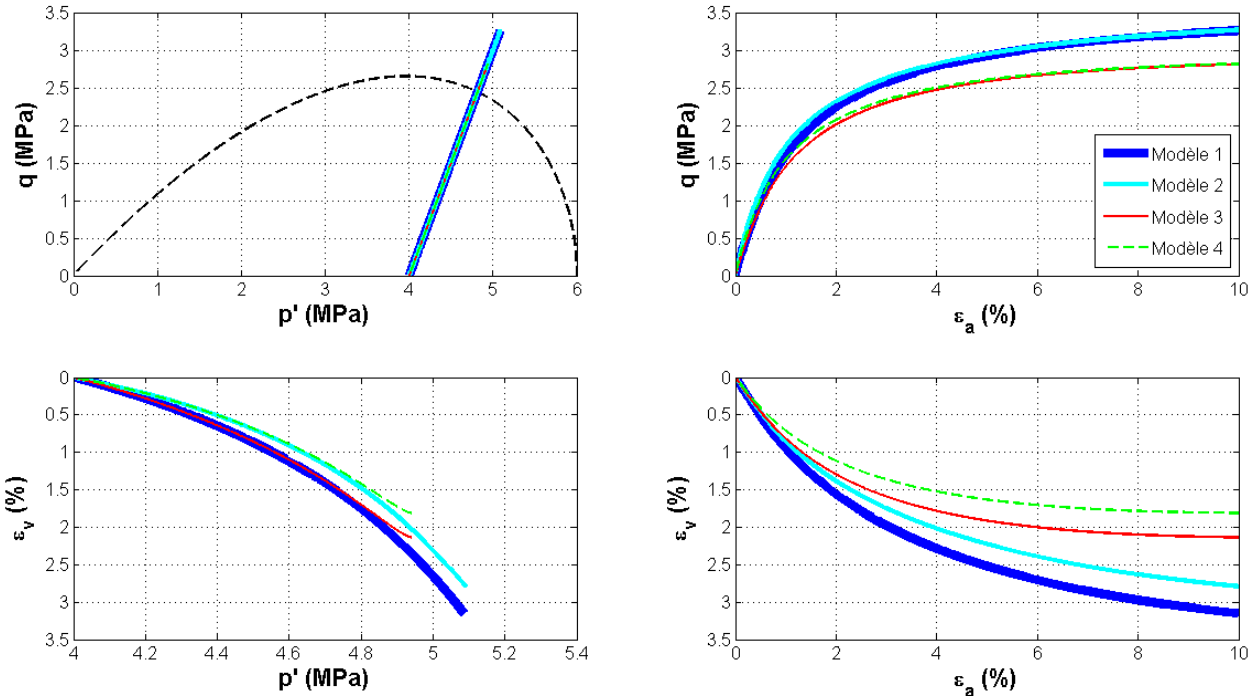


Figure 6-19 : Comparaison des 4 modèles : (1) élasticité isotrope – plasticité isotrope, (2) élasticité anisotrope – plasticité isotrope, (3) élasticité isotrope – plasticité anisotrope, (4) élasticité anisotrope – plasticité anisotrope (θ = 90°).

6.3. Calage des paramètres anisotropes

Les cinq paramètres anisotropes élastiques de l'argile de Boom sont déterminés par des essais triaxiaux (voir le chapitre 5). Concernant les trois paramètres anisotropes plastiques, le principe de détermination est présenté dans le paragraphe 6.2.2.1 (par les essais de compression simple et de cisaillement simple). Comme la réalisation de ces essais spécifiques sur l'argile de Boom n'est pas facile, les paramètres plastiques ne peuvent pas être directement mesurés. Ils sont calés en se basant sur les résultats d'un essai triaxial en condition K_0 sur une éprouvette perpendiculaire au litage. Suite à ce calage, la combinaison $\alpha = 0{,}85$; $\beta = 1{,}0$; $\gamma = 0{,}8$ est retenue. La comparaison entre les résultats expérimentaux et ceux simulés par deux modèles ACC-2 et ACC-2A est présentée sur la Figure 6-20. On voit bien que dans le plan (p' – q), le chemin de contrainte simulé par le modèle anisotrope est beaucoup plus proche de celui mesuré que le modèle isotrope. De même, dans le plan (ε_a – q), le modèle isotrope surestime le déviateur par rapport au modèle anisotrope. En termes de rapport σ'_h/σ'_v, le modèle isotrope simule bien le comportement élastique mais sous-estime ce rapport lorsque le chemin de contrainte sort de la surface de charge extérieure initiale. Le modèle anisotrope prévoit plus précisément la valeur finale de σ'_h/σ'_v. La combinaison des trois paramètres plastiques sera validée ultérieurement à travers des résultats expérimentaux.

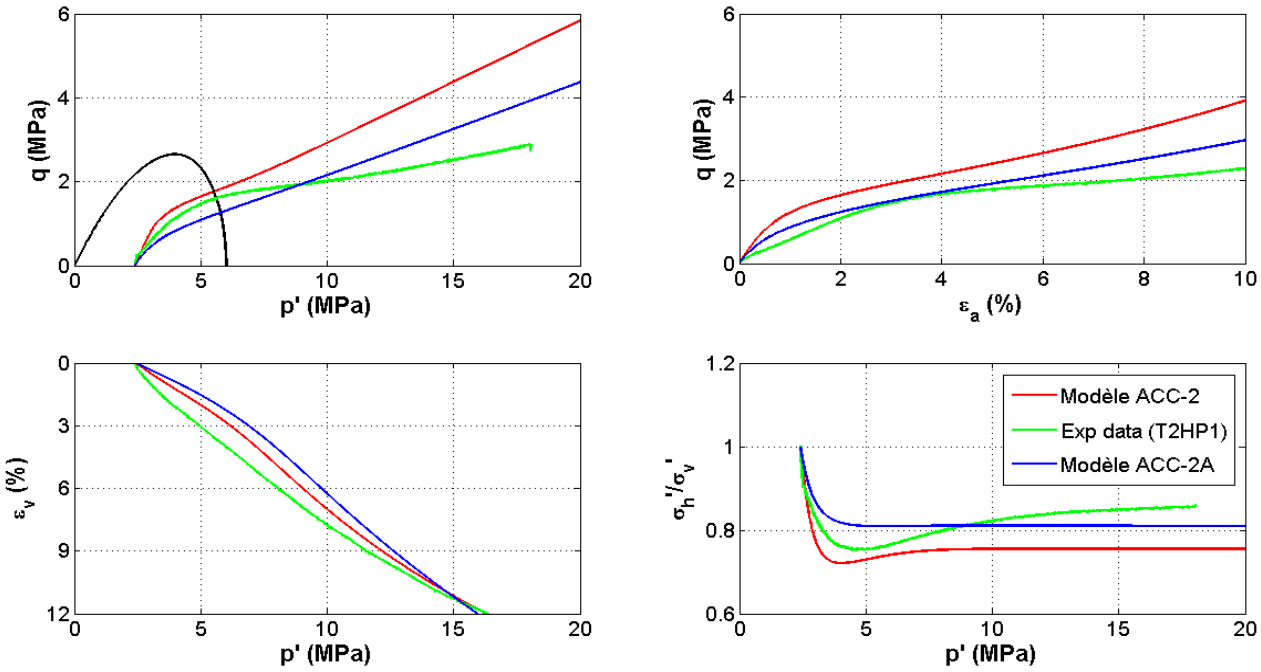


Figure 6-20 : Comparaison entre les résultats expérimentaux de l'essai triaxial en condition K_0 et ceux simulés par les modèles isotrope ACC-2 et anisotrope ACC-2A.

Les 8 paramètres anisotropes proposés pour l'argile de Boom naturelle sont regroupés dans le Tableau 6-4.

Tableau 6-4 : Valeurs de 8 paramètres anisotropes du modèle ACC-2A.

	E_v (MPa)	E_h (MPa)	ν_{vh}	ν_{hh}	G_{hv} (MPa)	α	β	γ
ACC-2A	280	500	0.3	0.3	130	0.85	1.0	0.8

6.4. Simulation d'essais avec le modèle anisotrope

Premièrement, les simulations des essais oedométriques en cellule oedométrique modifiée (avec mesure de pression latérale) sur deux types d'éprouvettes : $\theta = 0°$ et $\theta = 90°$ ont été réalisées en utilisant le modèle anisotrope ACC-2A (Figure 6-21). Les résultats des quatre essais oedométriques (présentés dans le chapitre 4) sont utilisés : Oedo11 et Oedo12 (chargement continu à l'aide de la presse), Oedo14 et Oedo15 (chargement par paliers à l'aide du bâti oedométrique haute pression). Comme la mesure de pression latérale est effectuée au cours de ces essais, les résultats sont montrés dans quatre plans (p' - q), (ε_a - q), (p' - ε_v), (p'-σ_h'/σ_v'). Notons que, dans le plan (p' – q), les résultats expérimentaux précédant la saturation sont montrés avec la surface de charge initiale pour expliquer l'état anisotrope suite à la saturation de l'éprouvette. Les simulations par le modèle anisotrope ne sont considérées qu'à partir de la saturation (état saturé). Cet état est considéré comme donné (état de contrainte initial) et pris comme référence pour le calcul des déformations.

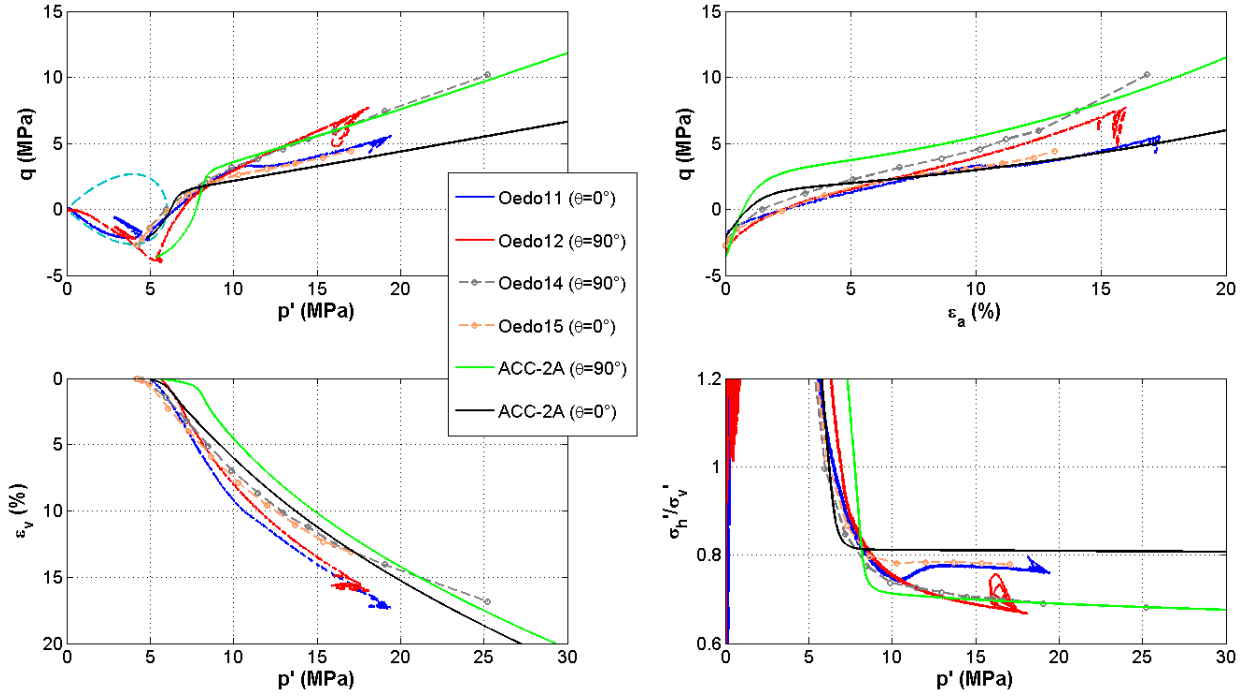


Figure 6-21 : Simulation des essais oedométriques sur deux types d'éprouvettes.

Sur la Figure 6-21, on constate que le modèle anisotrope est capable de reproduire le chemin de contrainte dans les deux cas d'éprouvettes. De plus, il peut aussi prévoir la petite différence entre les valeurs finales du rapport σ'_h/σ'_v entre les deux types d'éprouvettes.

Deuxièmement, le modèle anisotrope est validé avec des essais triaxiaux sur trois types d'éprouvettes cisaillées à p'_0 = 2,4 MPa : θ = 0°, 45°, 90° (Figure 6-22). Notons que, dans ces essais (sauf celui de Le (2008)), la déformation volumique est mesurée localement (par des LVDTs) et globalement (par le CPV de contre-pression). Comme les mesures par LVDTs peuvent être perturbées après l'apparition du pic (voir les analyses sur les mesures de ε_v locale et globale présentées dans le chapitre 5), deux mesures globales et locales de ε_v sont montrées dans les plans (ε_a - ε_v) et (p' - ε_v). On observe que, dans les deux plans (ε_a - q) et (ε_a - ε_v), les résultats de simulations sont proches de ceux mesurés. La simulation effectuée en utilisant le modèle isotrope est également montrée sur la Figure 6-23. On voit bien que le modèle anisotrope améliore les prédictions du comportement de l'éprouvette perpendiculaire au litage.

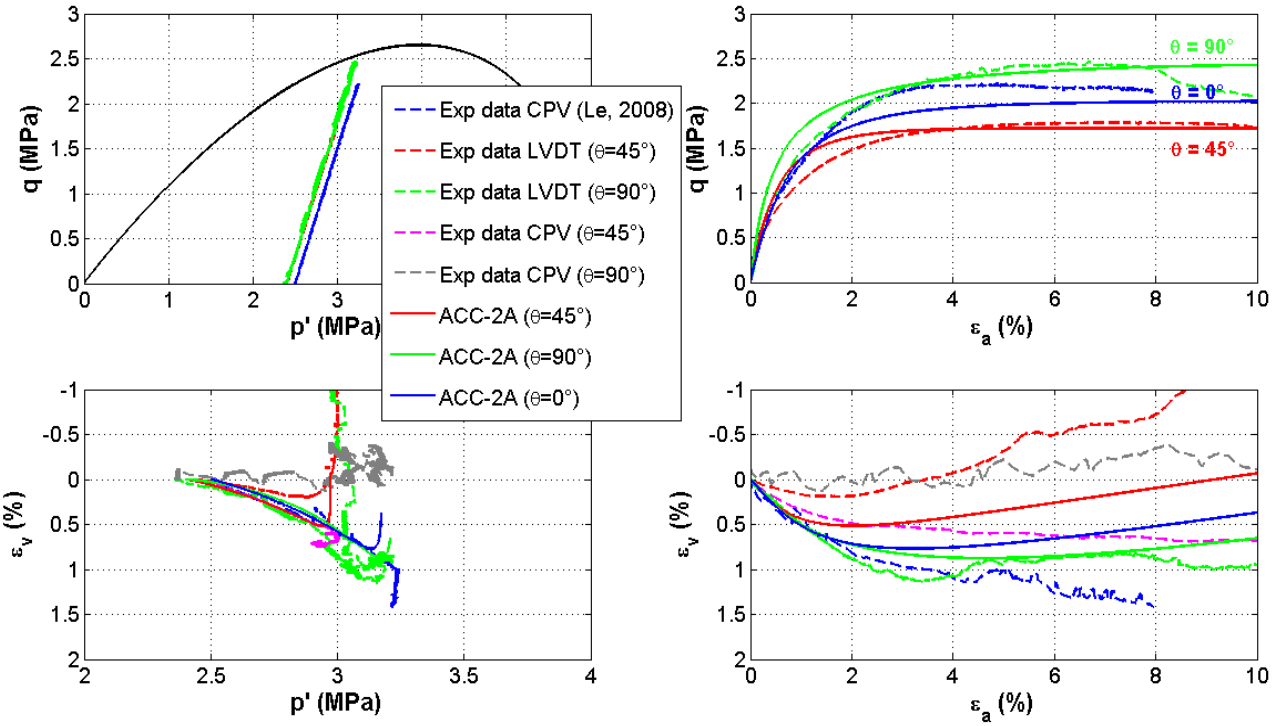


Figure 6-22 : Simulation des essais triaxiaux sur trois d'éprouvettes.

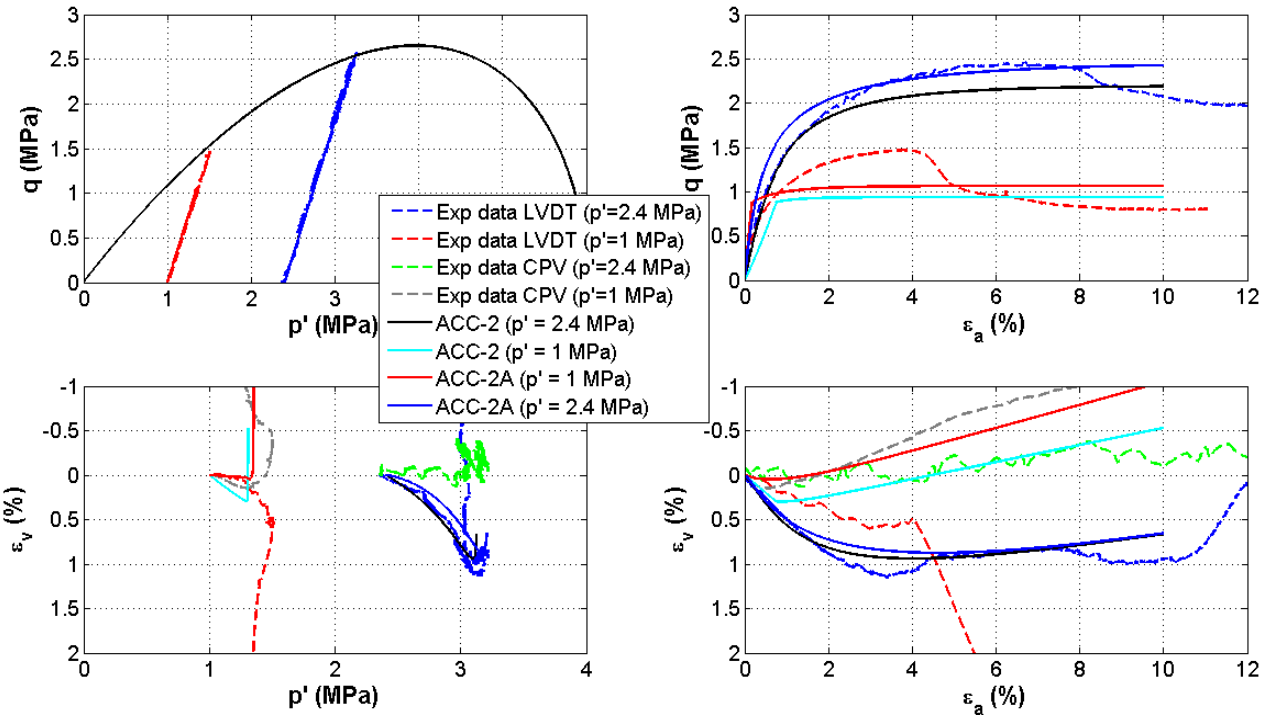

q (MPa)
p' (MPa)
ε_a (%)
ε_v (%)
Exp data LVDT (p'=2.4 MPa)
Exp data LVDT (p'=1 MPa)
Exp data CPV (p'=2.4 MPa)
Exp data CPV (p'=1 MPa)
ACC-2 (p' = 2.4 MPa)
ACC-2 (p' = 1 MPa)
ACC-2A (p' = 1 MPa)
ACC-2A (p' = 2.4 MPa)

Figure 6-23 : Simulation des essais triaxiaux sur deux éprouvettes $\theta = 90°$ cisaillée à deux pressions de confinement différentes.

La validation du modèle anisotrope est également effectuée sur deux essais triaxiaux à différentes pressions de confinement : p'_0 = 1,0 MPa et p'_0 = 2,4 MPa (Figure 6-23). Les simulations en utilisant le modèle isotrope sont aussi montrées. Dans ces deux cas, le modèle isotrope sous-estime le pic du déviateur de l'éprouvette parallèle au litage par rapport au modèle anisotrope. Selon cette figure, à faible p'_0 (p'_0 = 1,0 MPa), le modèle anisotrope donne une meilleure prévision de ε_v que le modèle isotrope.

6.5. Conclusion

Dans ce chapitre, un modèle élasto-plastique anisotrope ACC-2A a été développé en ajoutant 8 paramètres anisotropes au modèle isotrope ACC-2 proposé pour l'argile de Boom par Hong (2013). Ces deux modèles (isotrope et anisotrope) sont basés sur le modèle Cam-Clay modifié, mais avec deux surfaces de charge.

Dans le modèle ACC-2A, l'anisotropie est adoptée pour l'élasticité et la plasticité. L'élasticité linéaire (loi de Hooke) avec 5 paramètres anisotropes (E_h, E_v, ν_{hh}, ν_{vh}, G_{hv}) a été choisie. Lorsque l'éprouvette est tournée ($\theta \neq 0°$), il est nécessaire de tourner la matrice de rigidité. Ces 5 paramètres sont déterminés dans le chapitre 5 en se basant sur les résultats des essais triaxiaux sur deux types

d'éprouvettes différentes (θ = 0° et 90°). Dans la partie plastique, l'anisotropie est exprimée à travers une transformation du tenseur de contrainte, par l'introduction d'un tenseur de microstructure.

Après le développement du modèle anisotrope, les 8 paramètres anisotropes ont été étudiés de façon approfondie via une étude paramétrique dans le cas de trois orientations de l'éprouvette : θ = 0°, 45°, 90°. Suite à cette étude, on a constaté que l'effet des paramètres élastiques sur le comportement simulé n'est pas significatif. En revanche, les paramètres plastiques α et γ jouent un rôle important sur le comportement simulé des trois types d'éprouvette. Le paramètre β n'influence quant à lui que le comportement de l'éprouvette inclinée par rapport au litage ($\theta \neq$ 0° et 90°).

Les trois paramètres anisotropes ont ensuite été calés en se basant sur les résultats d'un essai triaxial dont le chemin de contrainte est particulier (empêchant de la déformation radiale, *i.e.* en conditions K_0).

La validation du modèle anisotrope est effectuée en comparant les résultats des essais triaxiaux sur trois types d'éprouvettes et des essais oedométriques (avec mesure de pression latérale) aux prévisions du modèle. On a observé que, grâce au modèle anisotrope (notamment l'introduction des trois paramètres plastiques), les résultats de simulation du comportement des éprouvettes différemment orientées ont été améliorés.

Dans le modèle anisotrope ACC-2A, il manque l'effet de l'EDZ sur le comportement mécanique de l'argile de Boom. Cet aspect pourrait être étudié une fois que l'EDZ est identifié expérimentalement à l'aide des observations microstructurales à chaque niveau de contrainte avant le chargement, pendant le chargement (à l'état pseudo élastique, pendant l'écrouissage et avant la rupture, à la rupture).

Conclusion générale

Le travail de recherche présenté dans ce mémoire a pour but d'étudier le comportement anisotrope de l'argile de Boom à Mol (Belgique) – une argile raide souvent considérée comme un matériau isotrope transversal. Cette étude a été menée aussi bien au niveau expérimental qu'au niveau théorique.

L'étude bibliographique a permis de connaitre les expériences antérieures sur le comportement anisotrope de la famille des matériaux considérés (argiles raides et argilites). L'isotropie transversale a été identifiée pour ce type de matériaux dans les études expérimentales (essais thermo-hydro-mécaniques), et cette anisotropie a été modélisée avec plusieurs approches différentes.

Différentes techniques expérimentales ont été développées dans cette étude. Tout d'abord, à l'aide des simulations d'un essai triaxial par un code d'éléments finis (code Bil), les drainages axial et radial (en roulant le papier filtre autour d'une éprouvette) ont été proposés afin de mieux saturer des éprouvettes. La cellule oedométrique a été également développée, qui permet de mesurer la contrainte verticale et horizontale au cours d'un essai oedométrique. Les jeux des éléments piézoélectriques ont été installés dans deux embases supérieure et inférieure de la cellule triaxiale auto-compensée, permettant de mesurer les vitesses des ondes de compression et de cisaillement.

L'anisotropie des propriétés thermo-hydro-mécaniques de l'argile de Boom naturelle a été identifiée à l'aide des mesures de la conductivité thermique, de la conductivité hydraulique et du module de cisaillement à très petites déformations. Grâce à ces résultats, la zone endommagée autour de la galerie de liaison a été repérée : $r \approx 4$ m à partir de l'axe de galerie (c'est-à-dire 1,6 m de l'extérieur du mur de galerie). L'effet de la zone endommagée a été confirmé grâce aux observations des fissures à l'échelle microscopique (porosimètre au mercure et microscope électronique au balayage). A partir des résultats de porosimètre au mercure, une variable d'endommagement a été définie. Les évolutions des propriétés mesurées de l'argile de Boom en fonction de la distance r ont été modélisées via un modèle empirique en utilisant la variable d'endommagement trouvée.

Le comportement hydro-mécanique en condition K_0 a été étudié à l'aide des essais de gonflement et oedométriques. Plusieurs méthodes ont été appliquées afin de caractériser la pression de gonflement de l'argile de Boom sous plusieurs conditions différentes. Trois types d'éprouvettes ont été testés dans les cellules oedométrique classique et modifiée. Suite à ces essais, on a observé que la pression de gonflement dans la direction perpendiculaire au litage est plus grande que celle dans la direction parallèle au litage. En interprétant la pression de gonflement σ_s en fonction de l'indice des vides initial *e*, une bonne relation entre σ_s et *e* a été identifiée, en bon accord avec celle trouvé en utilisant la méthode de Cui et al. (2013) à partir des essais oedométriques haute pression. L'effet de l'anisotropie est également mis en évidence sur cette relation. Concernant le comportement après la re-saturation, plusieurs aspects ont été considérés. Les comportements oedométriques sous chargements continue à l'aide d'une presse et par paliers à l'aide des bâtis oedométriques ont été analysés. Ensuite, la comparaison entre les résultats oedométriques et les résultats triaxiaux (en empêchant la déformation radiale) a été effectuée. L'évolution du rapport σ'_h/σ'_v au cours de ces essais était aussi analysée. On a conclu par ces analyses qu'il existe quelques points différents entre l'essai oedométrique et l'essai triaxial en condition K_0 à cause des conditions spécifiques de chaque type d'essai : tolérance de déformation latérale, drainage, condition imposée de contrainte ou déplacement etc. Le rôle de l'anisotropie sur le comportement oedométrique a été aussi montré.

L'importance de l'anisotropie a été montrée à travers des essais triaxiaux sur trois types d'éprouvettes. Avec les mesures locales par LVDTs pendant la phase de re-saturation, on a constaté que la déformation dans la direction perpendiculaire au litage est plus grande que celle dans la direction parallèle au litage. L'anisotropie du comportement déviatorique a été également mise en évidence. Pendant le cisaillement, le déviateur *q* de l'éprouvette parallèle au litage est plus élevé que celui de l'éprouvette perpendiculaire et incliné 45° au litage : $q_{45} < q_{\perp} < q_{//}$. Cinq paramètres élastiques (deux modules d'Young sécants (E_h, E_v) et trois coefficients de Poisson (ν_{hh}, ν_{hv}, ν_{vh})) ont été déterminés à partir de ces essais. Parmi ces paramètres, les valeurs des coefficients de Poisson sont trouvés assez élevées par rapport des valeurs de référence. A partir des mesures de la vitesse d'ondes (V_s et V_p) à l'aide des éléments piézoélectriques, les paramètres élastiques à très petites déformations ont été déterminés et comparés avec ceux déterminés à l'aide des mesures locales (déformations, contraintes). Dans ces deux cas, l'isotropie transversale a été montrée au niveau des modules d'Young ($E_h > E_v$).

Finalement, l'anisotropie inhérente a été ajoutée dans un modèle élasto-plastique (ACC-2A) en se basant sur un modèle isotrope à deux surfaces de charge (ACC-2) validé pour l'argile de Boom naturelle (Hong, 2013). La loi de Hooke avec cinq paramètres élastiques a été adoptée pour

l'élasticité. Dans la partie plastique, en se basant sur la théorie de Boehler (Boehler et Sawczuk, 1977), un tenseur de microstructure a été ajouté pour transformer le tenseur de contrainte. Au total, il y a huit paramètres anisotropes dans le modèle ACC-2A : cinq paramètres élastiques et trois paramètres plastiques. L'importance majeure des paramètres plastiques sur le comportement anisotrope a été analysée. La pertinence du modèle proposée a été confirmée via des simulations des essais triaxiaux sur trois types d'éprouvettes à différentes pressions de confinement.

En perspective, on peut envisager des études complémentaires pour confirmer les connaissances acquises. Sur le plan expérimental, plusieurs essais triaxiaux sur les éprouvettes orientés (θ = 45°, 90°) en condition K_0 sont nécessaires afin de les comparer avec les résultats des essais oedométriques. En termes du comportement en condition triaxiale, les valeurs du pic du déviateur des éprouvettes orientées à différentes directions (θ = 0°, 30°, 45°, 60°, 90°) sont à compléter par un plus grand nombre d'essais. Il serait aussi intéressant de mesurer des vitesses d'ondes V_s et V_p pendant un essais triaxial dans deux directions différentes à l'aide de deux jeux des éléments piézoélectriques installés verticalement et horizontalement sur une éprouvette. Cette technique a été utilisée en cas de l'argile de Gault (Pennington et al., 1997). De plus, le travail expérimental au laboratoire nécessitera d'être complété en considérant le chemin de contrainte proche de celui appliqué in-situ. Une fois ces suggestions sont prises en compte, l'étude sur l'anisotropie pourra être continuée sur les forages verticaux. Sur le plan numérique, l'implémentation du modèle ACC-2A dans un code d'éléments finis serait nécessaire pour modéliser le comportement de l'argile de Boom à l'échelle d'ouvrages avec prise en compte de l'anisotropie. Ensuite, il est important d'ajouter l'effet de l'EDZ dans ce modèle anisotrope.

Annexe A

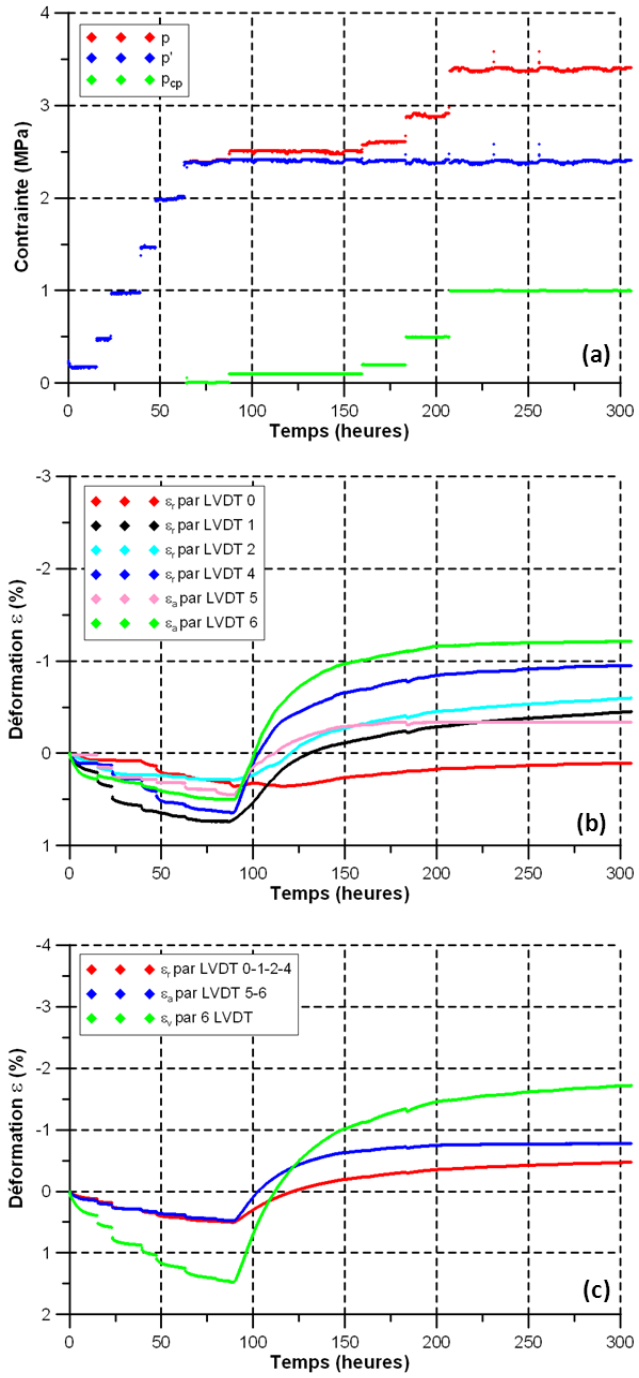


Figure A-1 : Déformations pendant la phase de re-saturation sous contrainte isotrope dans l'essai T4HP1 (θ = 45°).

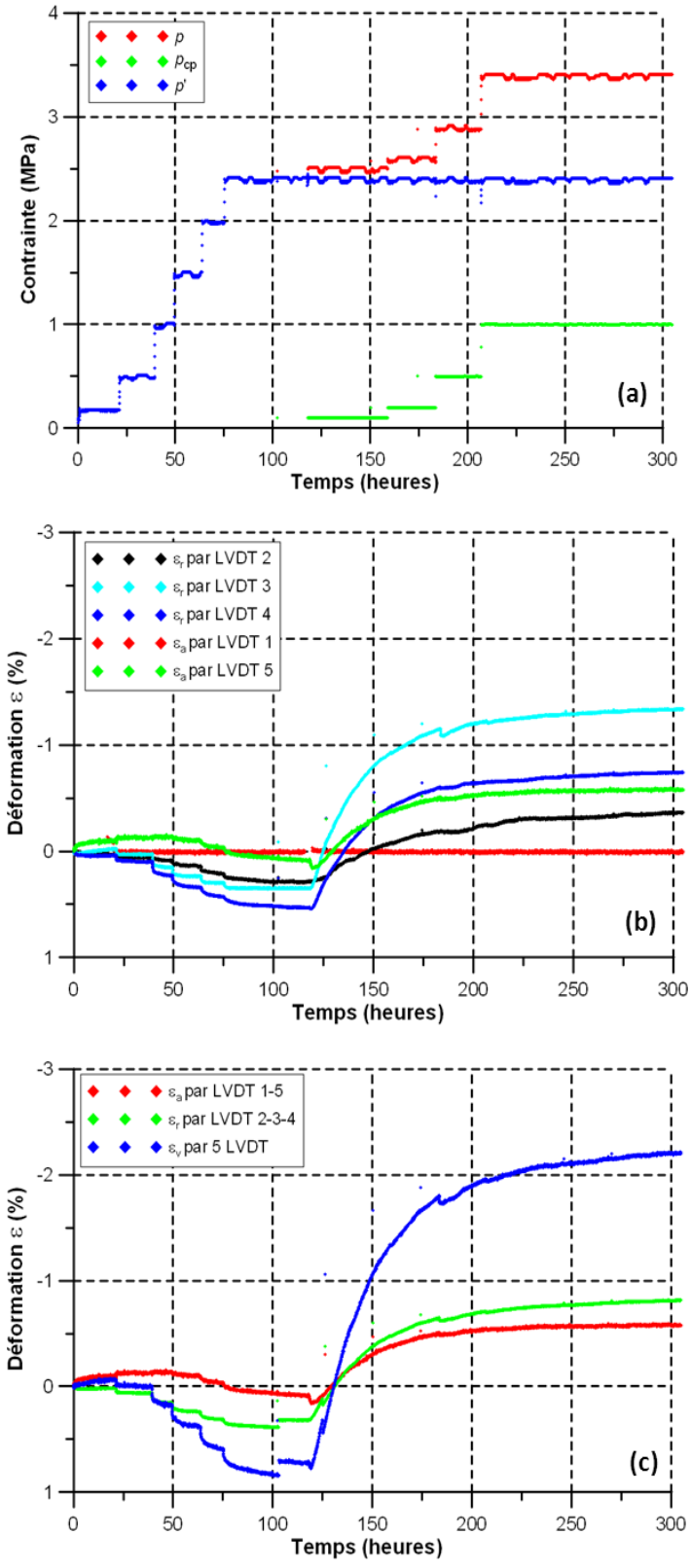


Figure A-2 : Déformations pendant la phase de re-saturation sous contrainte isotrope dans l'essai T6HP3 (θ = 90°).

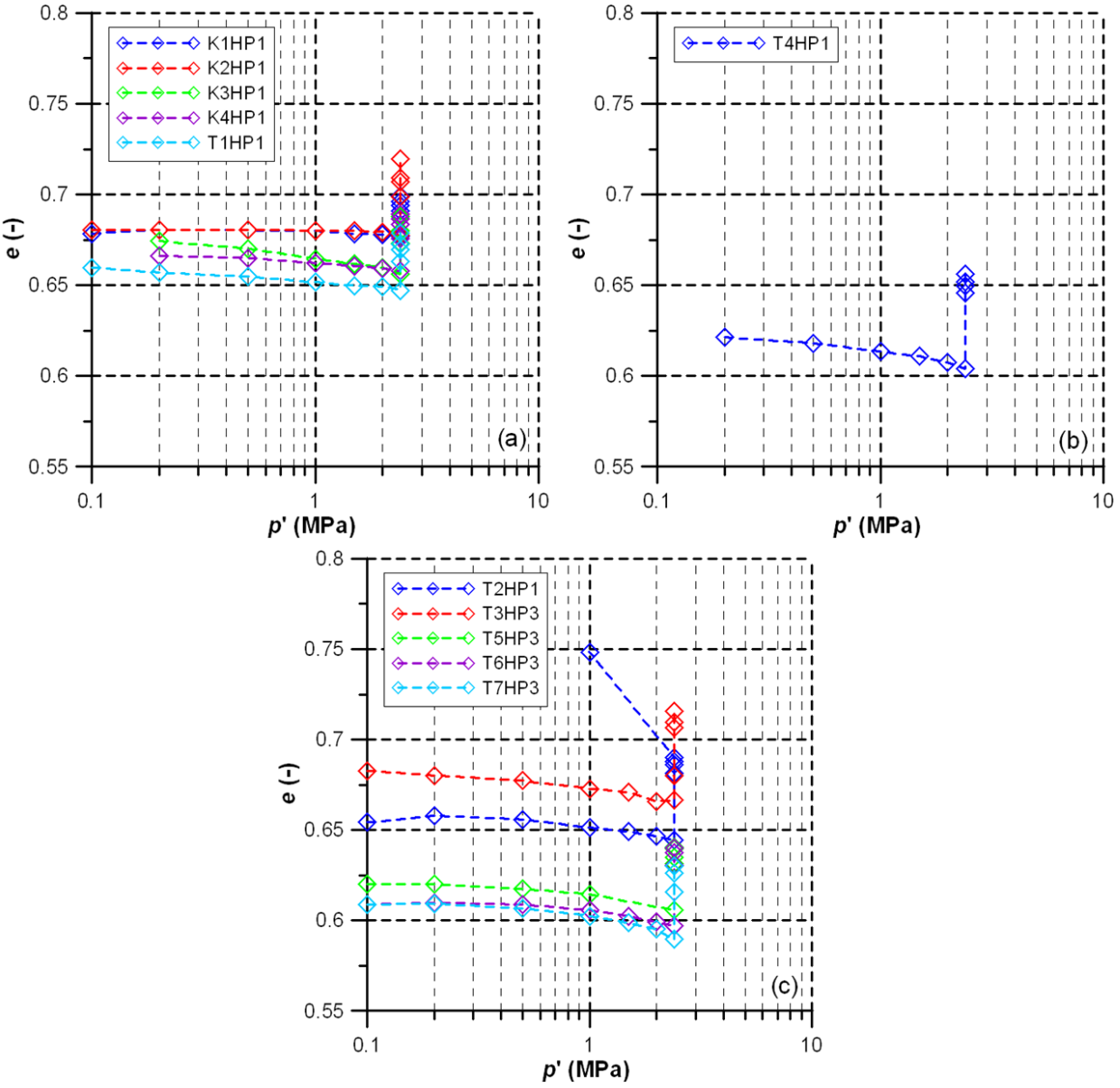


Figure A-3 : Courbes de compression pendant la phase de re-saturation sous contrainte isotrope de trois types d'éprouvettes: (a) $\theta = 0°$; (b) $\theta = 45°$; (c) $\theta = 90°$.

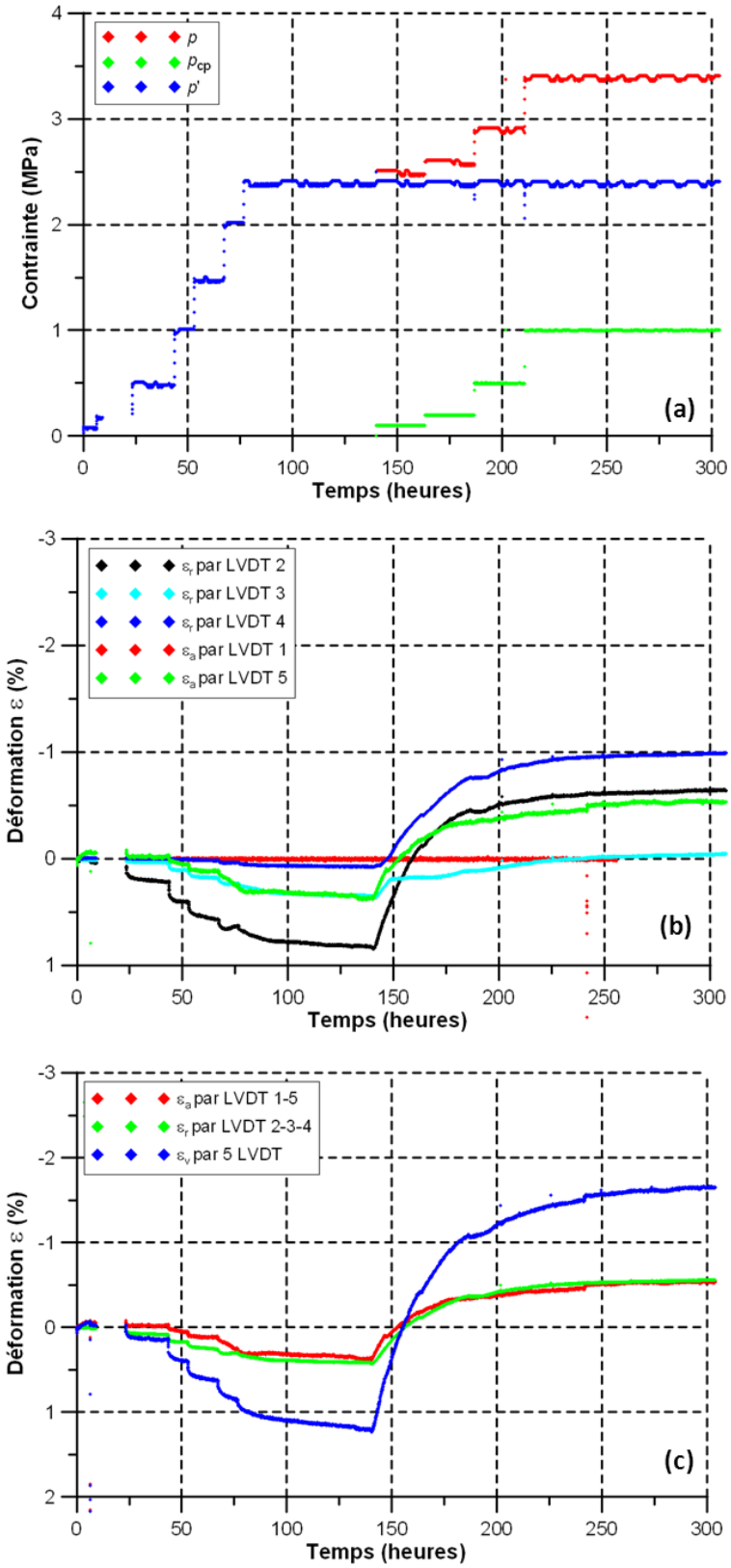


Figure A-4 : Déformations pendant la phase de re-saturation sous contrainte isotrope dans l'essai T7HP3 (θ = 90°).

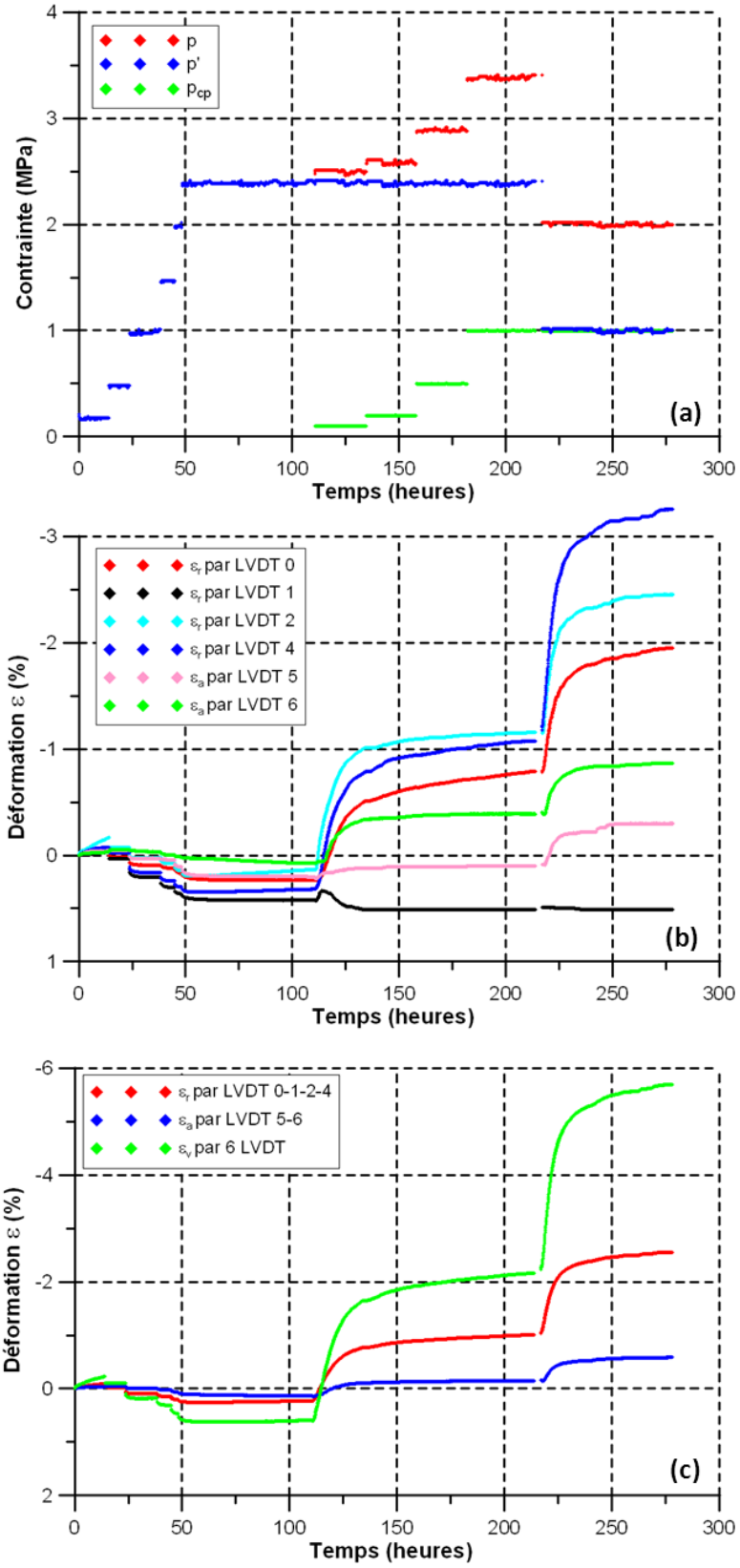


Figure A-5 : Déformations pendant la phase de re-saturation sous contrainte isotrope dans l'essai T2HP1 (θ = 90°).

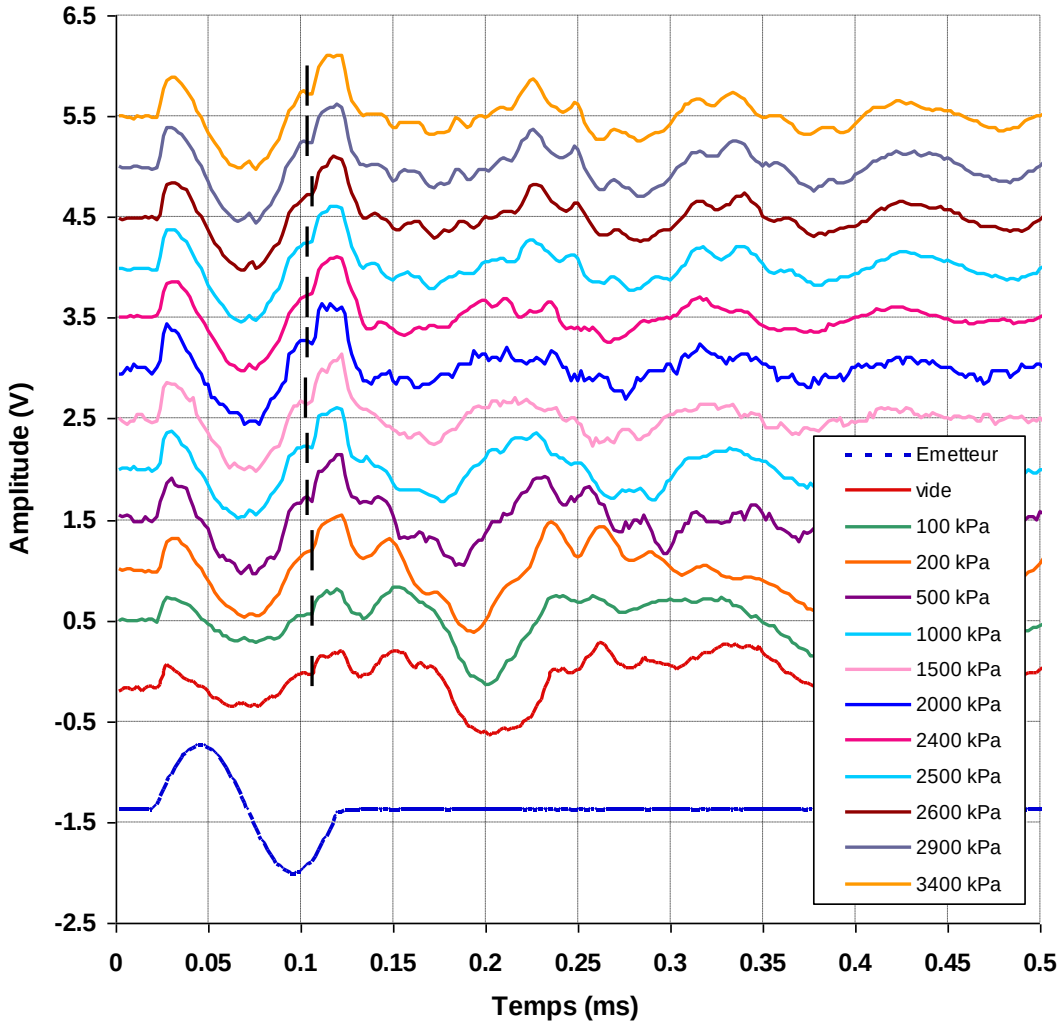


Figure A-6 : La propagation d'onde transversale (S_{hh}) enregistrée pendant la phase de re-saturation sous contrainte isotrope (p = 0.1-3.4 MPa) dans l'essai T6HP3.

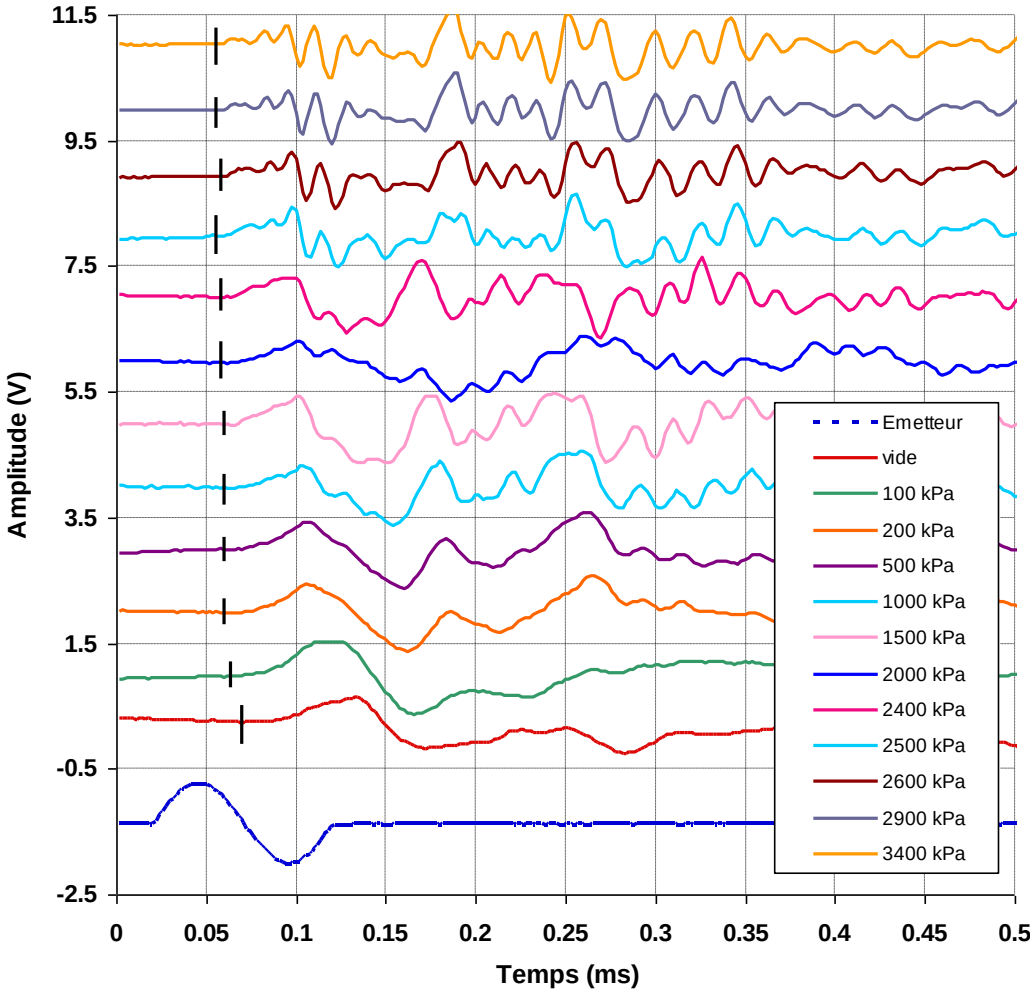


Figure A-7 : La propagation d'onde longitudinale (P_h) enregistrée pendant la phase de re-saturation sous contrainte isotrope (p = 0.1-3.4 MPa) dans l'essai T6HP3.

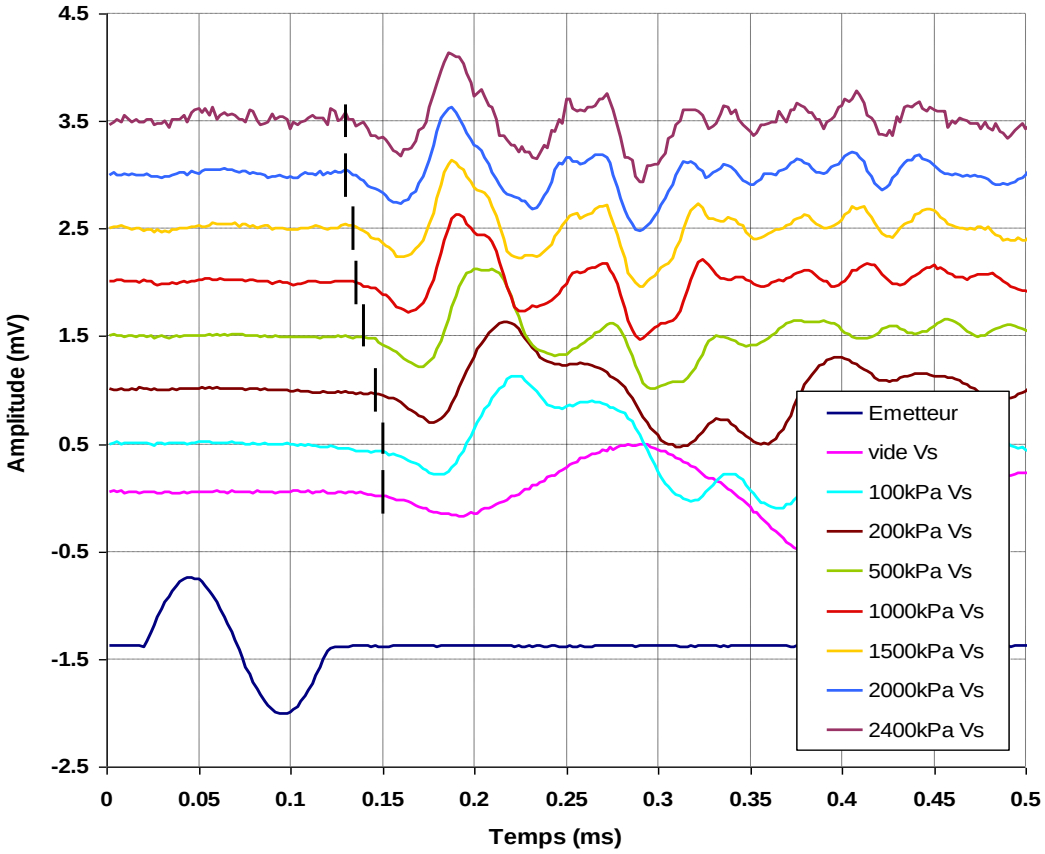


Figure A-8 : La propagation d'onde transversale (S_{vh}) enregistrée pendant la phase de re-saturation sous contrainte isotrope (p = 0.1-2.4 MPa) dans l'essai T8HP3.

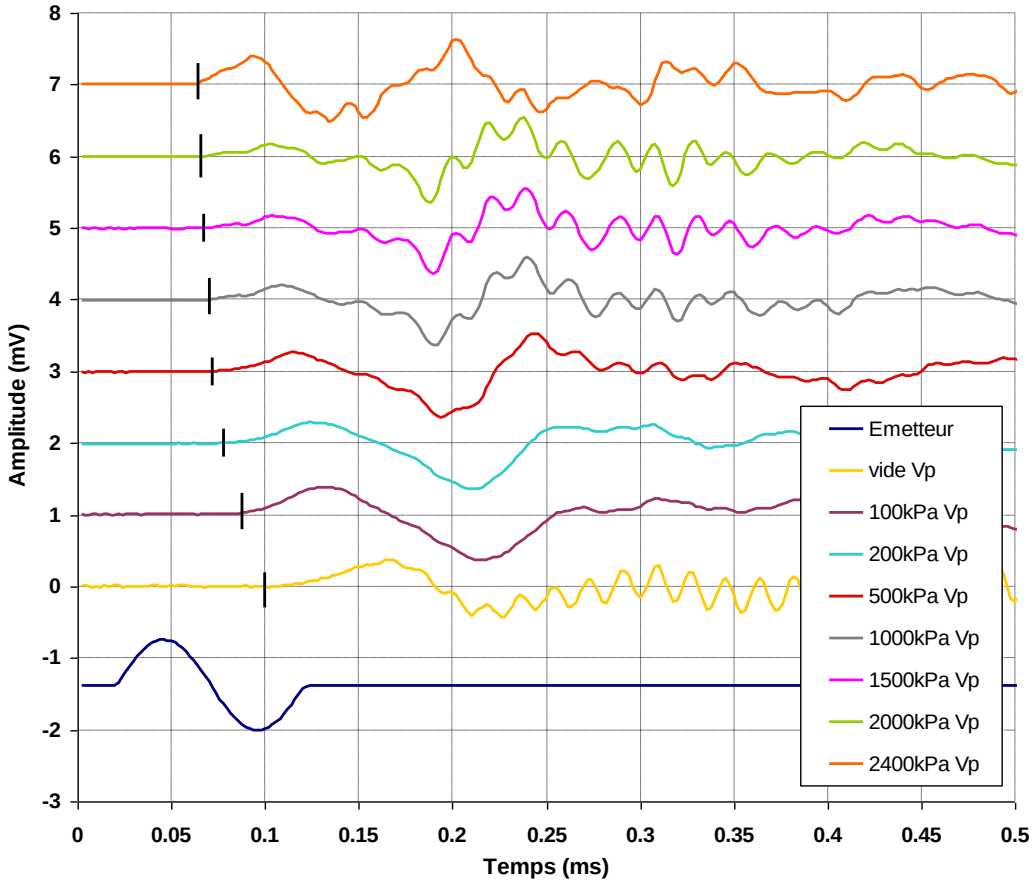


Figure A-9 : La propagation d'onde longitudinale (P_v) enregistrée pendant la phase de re-saturation sous contrainte isotrope (p = 0.1-2.4 MPa) dans l'essai T8HP3.

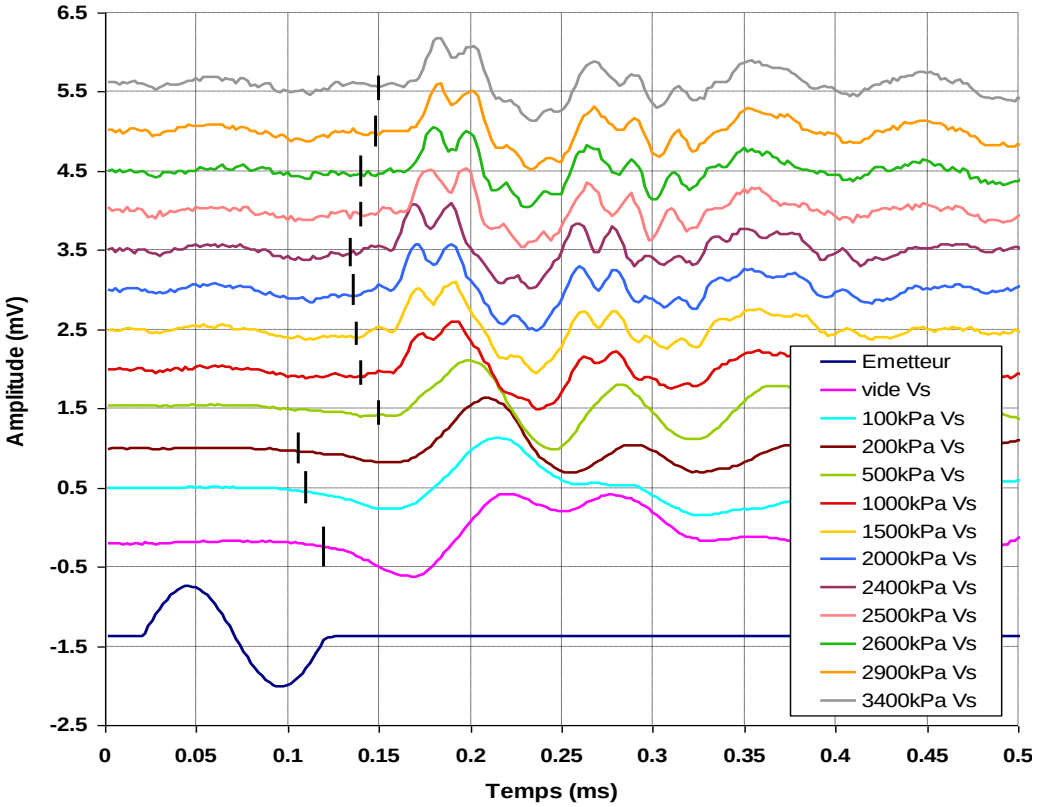


Figure A-10 : La propagation d'onde transversale (S_{45h}) enregistrée pendant la phase de re-saturation sous contrainte isotrope (p = 0.1-3.4 MPa) dans l'essai T9HP3.

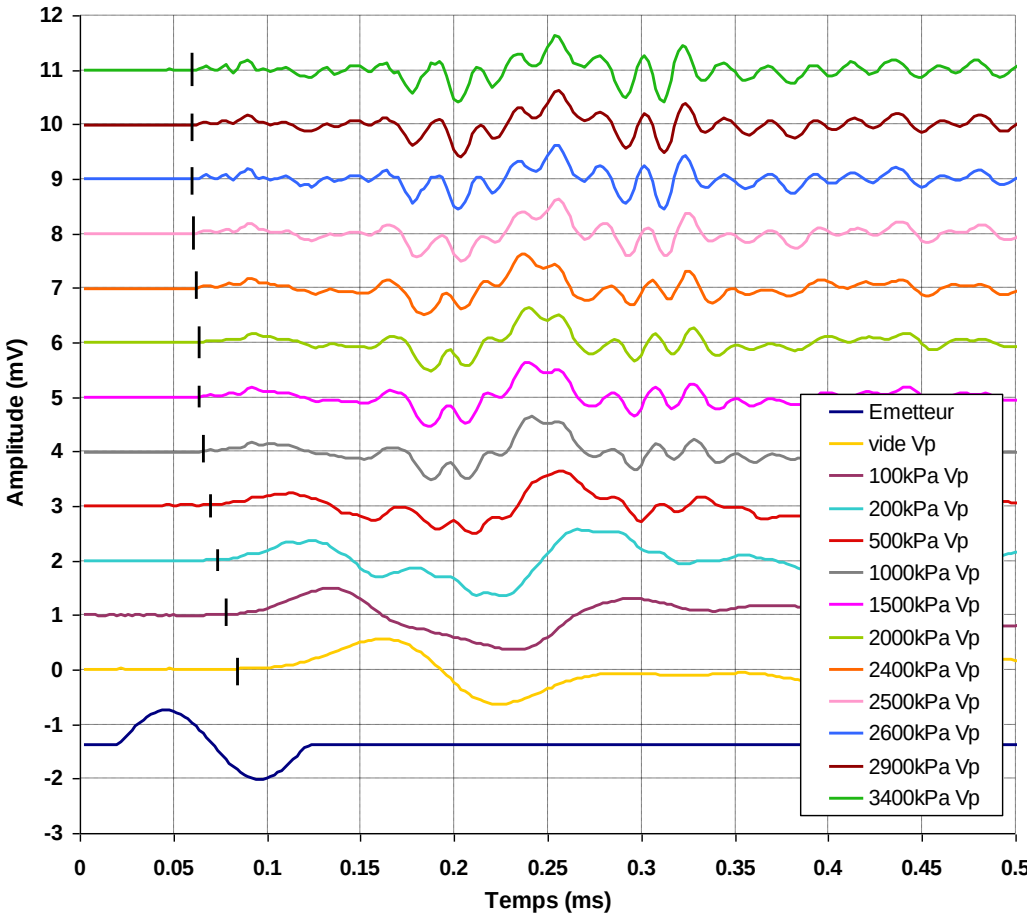


Figure A-11 : La propagation d'onde longitudinale (P_{45}) enregistrée pendant la phase de re-saturation sous contrainte isotrope (p = 0.1-3.4 MPa) dans l'essai T9HP3.

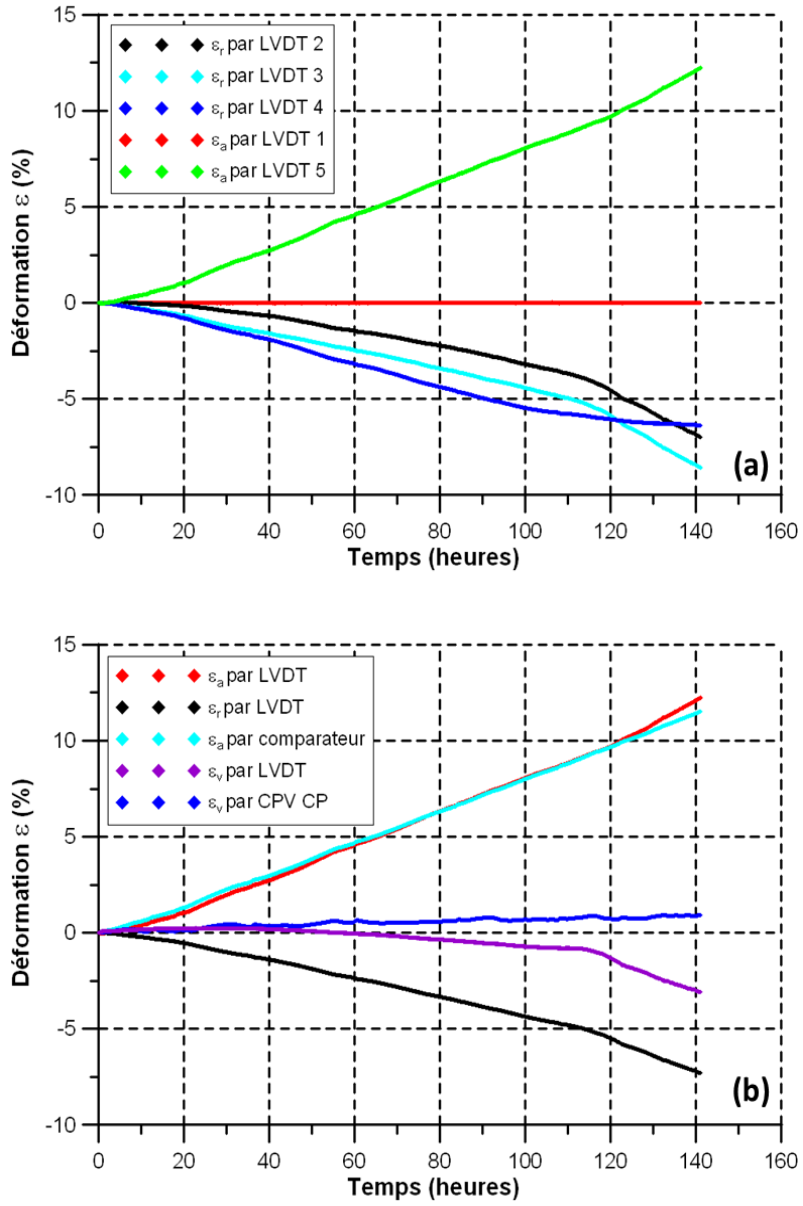


Figure A-12 : Déformations locale (ε_a, ε_r et ε_v par les LVDTs) et globale (ε_a par le comparateur, ε_v par le CPV - Contre pression) pendant le cisaillement de l'essai T7HP3 (θ = 90°).

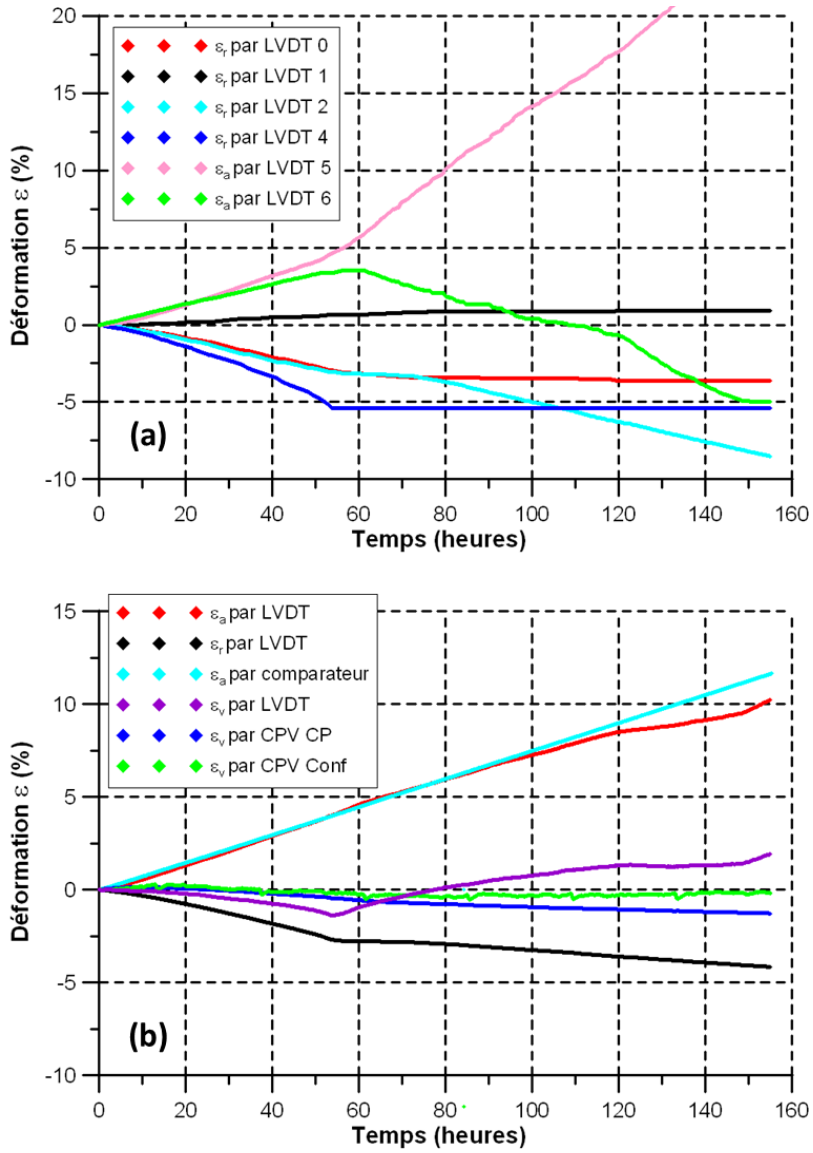


Figure A-13 : Déformations locale (ε_a, ε_r et ε_v par les LVDTs) et globale (ε_a par le comparateur, ε_v par le CPV - Confinement et CPV - Contre pression) pendant le cisaillement de l'essai T2HP1 (θ = 90°).

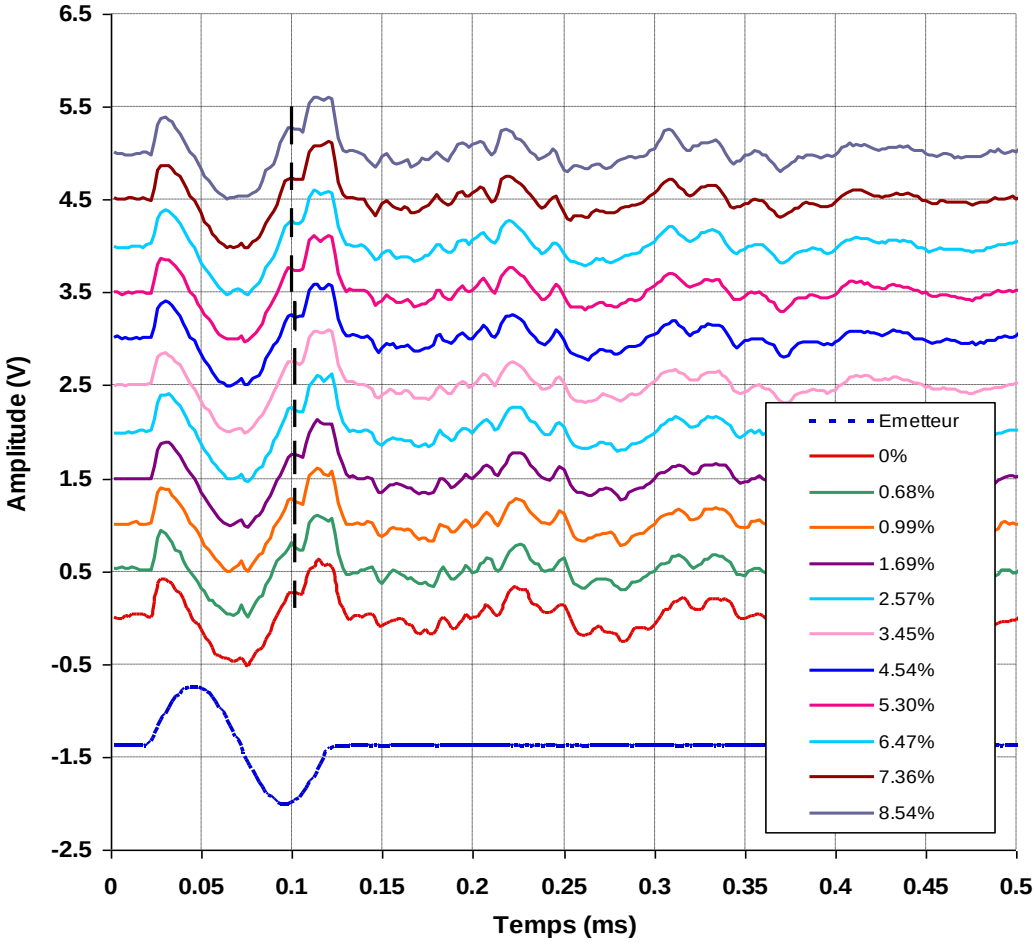


Figure A-14 : La propagation d'onde transversale (S_{hh}) enregistrée à plusieurs déformations axiales (ε_a = 0 - 8.54 %) pendant le cisaillement de l'essai T6HP1.

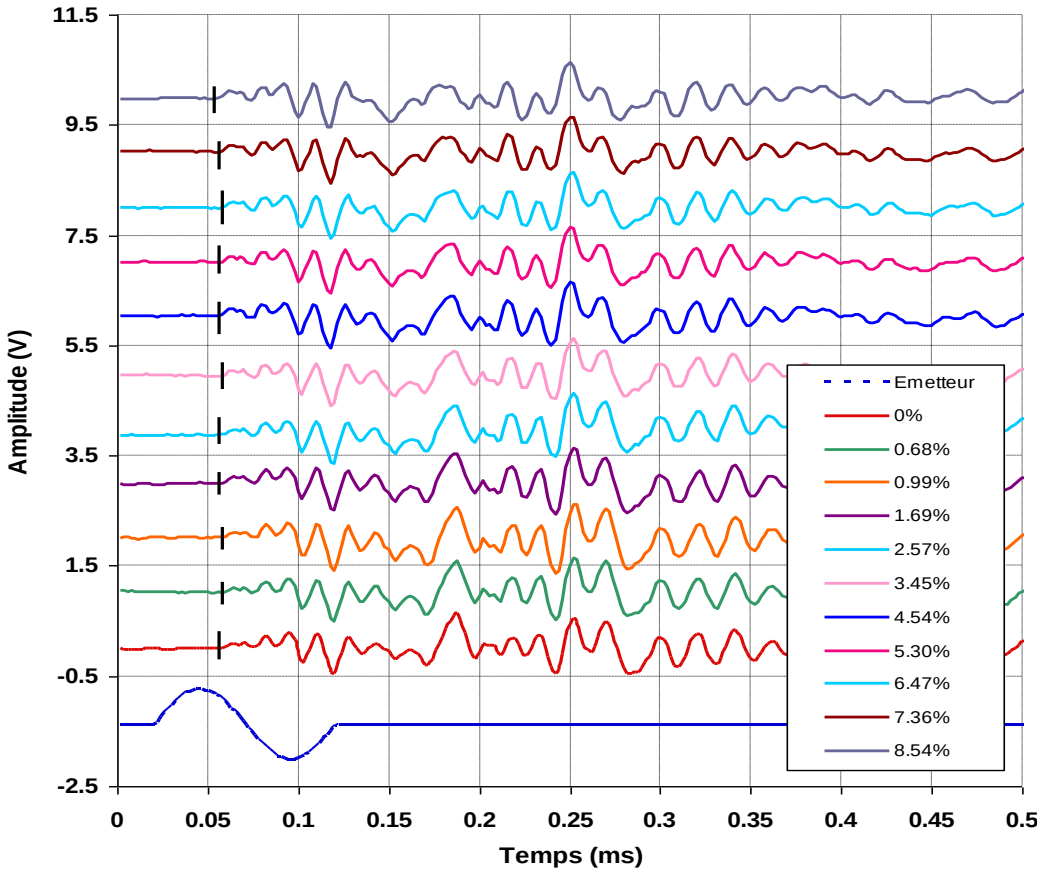


Figure A-15 : La propagation d'onde longitudinale (P_h) enregistrée à plusieurs déformations axiales (ε_a = 0 - 8.54 %) pendant le cisaillement de l'essai T6HP1.

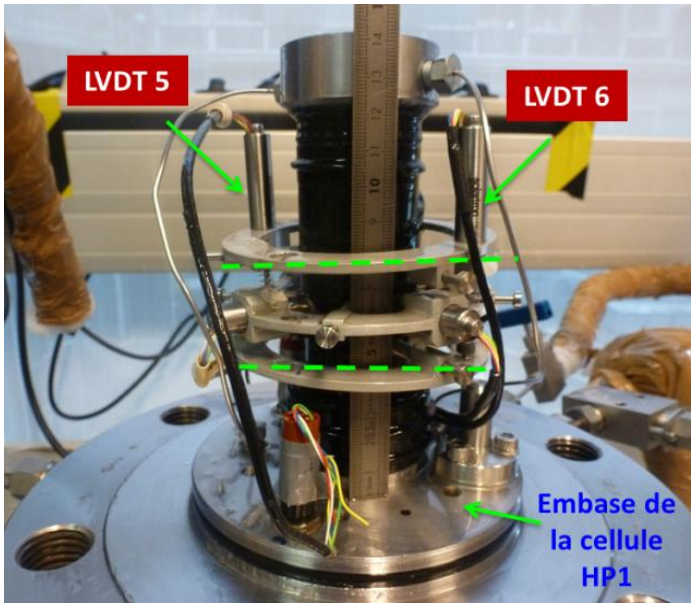


Figure A-16 : Inclinaison de l'anneau de support de LVDT à la fin de l'essai T1HP1.

Annexe B

Les transformations orthogonales de la relation entre deux tenseurs symétriques du second ordre ***T*** et ***E*** présentées ci-dessous étaient étudiées par Boehler (1975). Notons que dans l'étude de Boehler (1975), l'axe de révolution est l'axe « 3 » (parmi trois axes 1, 2, 3). Dans cette annexe, les transformations orthogonales sont revisitées en choisissant que l'axe de révolution est l'axe « 1 ».

La forme explicite la plus générale de cette relation exprime le tenseur ***T*** comme une fonction, invariante dans tout le groupe des transformations orthogonales, des tenseurs ***E*** et ***M*** (voir la définition du tenseur ***M*** dans l'équation (0.0)).

Les théorèmes de Wang (1971, 1970) relatifs aux représentations des fonctions isotropes et les particularités du tenseur ***M*** montrent que cette relation peut s'exprimer par la forme invariante :

$$T = \alpha_0 I + \alpha_1 M + \alpha_2 E + \alpha_3 (ME + EM) + \alpha_4 E^2 + \alpha_3 (ME^2 + E^2 M) \qquad (0.0)$$

avec :

$$\alpha_i = \alpha_i (trE, trE^2, trE^3, trME, trME^2) \qquad (0.0)$$

Lorsque la relation entre les tenseurs ***T*** et ***E*** est linéaire, elle peut exprimer le tenseur ***T*** comme le produit deux fois contracté du tenseur ***E*** avec un tenseur du quatrième ordre :

$$T_{ij} = A_{ijkl} E_{kl} \qquad (0.0)$$

Les composantes du tenseur A dans les axes (x_1, x_2, x_3) s'expriment en fonction des cinq coefficients intrinsèques d'anisotropie (a, c, d, f, g) du milieu (pour illustrer la signification de ces paramètres, on peut faire l'analogie avec la matrice de comportement élastique linéaire isotrope transversal) :

$$A = \begin{vmatrix} c & d & d & & & & \\ d & a & f & & & & \\ d & f & a & & & & \\ & & & g & & & \\ & & & & g & & \\ & & & & & \frac{(a-f)}{2} & \end{vmatrix} \qquad (0.0)$$

La restriction de la forme (0.0) à une relation linéaire homogène s'écrit :

$$T = \alpha_0 I + \alpha_1 M + \alpha_2 E + \alpha_3 (ME + EM) \tag{0.0}$$

avec :

$$\begin{aligned} &\alpha_0 = \alpha_0^1 trE + \alpha_0^2 trME \quad ; \quad \alpha_1 = \alpha_1^1 trE + \alpha_1^2 trME \\ &\alpha_0^1, \alpha_0^2, \alpha_1^1, \alpha_1^2, \alpha_2, \alpha_3 \ \ constantes \end{aligned} \tag{0.0}$$

Les coefficients intrinsèques d'anisotropie n'apparaissent pas directement dans cette forme. Pour exprimer les α_i en fonction de ces coefficients, le passage entre l'équation (0.0) et (0.0) doit être assuré.

L'établissement de ce passage est guidé par le cas particulier du milieu isotrope. Dans ce cas, les équations (0.0) et (0.0) deviennent (0.0) et (0.0) respectivement :

$$A = \begin{vmatrix} a & f & f & & & & \\ f & a & f & & & & \\ f & f & a & & & & \\ & & & \frac{(a-f)}{2} & & & \\ & & & & \frac{(a-f)}{2} & & \\ & & & & & \frac{(a-f)}{2} & \end{vmatrix} \tag{0.0}$$

$$\begin{aligned} &T = \alpha_0 I + \alpha_2 E \\ &\alpha_0 = \alpha_0^1 trE \ ; \ \alpha_0^2 = 0 \ ; \ \alpha_2 \ constante \end{aligned} \tag{0.0}$$

Le passage est immédiat et s'écrit :

$$T = (f trE) I + (a - f) E \tag{0.0}$$

Donc :

$$\alpha_0^1 = f trE \, ; \, \alpha_2 = a - f \tag{0.0}$$

Le passage entre les équations (0.0) et (0.0) devrait se réduire à (0.0) dans le cas isotrope. On prend les mêmes valeurs pour α_0^1 et α_2 dans le cas de l'orthotropie de révolution. Il vient alors :

$$A_{ijkl} E_{kl} - (f trE) \delta_{ij} - (a - f) E_{ij} = B_{ijkl} E_{kl} \tag{0.0}$$

avec :

$$B=\begin{vmatrix} c-a & d-f & d-f & & & & & \\ d-f & 0 & 0 & & & & & \\ d-f & 0 & 0 & & & & & \\ & & & \frac{2g-a+f}{2} & & & & \\ & & & & \frac{2g-a+f}{2} & & & \\ & & & & & \frac{2g-a+f}{2} & & \end{vmatrix} \qquad (0.0)$$

En analysant la forme (0.0) et en tenant compte de :

$$\begin{aligned} &trE = E_{11}+E_{22}+E_{33} \;;\; trME = E_{11} \\ &M=\begin{vmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{vmatrix} \;;\; E=\begin{vmatrix} E_{11} & E_{12} & E_{13} \\ E_{12} & E_{22} & E_{23} \\ E_{13} & E_{23} & E_{33} \end{vmatrix} \\ &ME+EM=\begin{vmatrix} 2E_{11} & E_{12} & E_{13} \\ E_{12} & 0 & 0 \\ E_{13} & 0 & 0 \end{vmatrix} \end{aligned} \qquad (0.0)$$

On remarque que les composantes B_{2211} et B_{3311} peuvent être obtenues par α_0 avec :

$$\alpha_0^2 = (d-f)trME \qquad (0.0)$$

Les composants B_{2323} et B_{3131} peuvent être obtenues par α_3 avec :

$$\alpha_3 = 2g-a+f \qquad (0.0)$$

Les composants B_{1122} et B_{1133} peuvent être obtenues par α_1 avec :

$$\alpha_1 = (d-f)(trE-trME) \qquad (0.0)$$

Le composant B_{1111} est toujours obtenu par :

$$\alpha_1^2 = \lambda trME \qquad (0.0)$$

A partir de ces coefficients α_i, en combinant avec l'équation (0.0), on a l'équation :

$$\begin{aligned} &A_{ijkl}E_{kl} - \left[f\,trE + (d-f)trME\right]\delta_{ij} - \left[(d-f)trE\right]M_{ij} - (a-f)E_{ij} \\ &-(2g-a+f)(M_{il}E_{lj}+E_{il}M_{lj}) = C_{ijkl}E_{kl} \end{aligned} \qquad (0.0)$$

avec :

$$C=\begin{vmatrix}\lambda & 0 & 0 & 0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0\end{vmatrix};\ \lambda = c+a-d-f-4g \qquad (0.0)$$

Le passage entre l'équation (0.0) et (0.0) est donc unique et s'exprime par :

$$\begin{aligned}\alpha_0 &= f\,trE+(d-f)trME\\ \alpha_1 &= (d-f)trE+(c+a-d-f-4g)trME\\ \alpha_2 &= a-f\\ \alpha_3 &= 2g-a+f\end{aligned} \qquad (0.0)$$

L'équation (0.0) devient :

$$\begin{aligned}T &= AE\\ &=\left[f\,trE+(d-f)trME\right]I+\left[(d-f)trE+(c+a-d-f-4g)trME\right]M\\ &\quad+(a-f)E+(2g-a+f)(ME+EM)\end{aligned} \qquad (0.0)$$

Revenons à la transformation des tenseur de contrainte (équation (0.0)), après avoir comparé le tenseur A_{ijkl} avec trois paramètres α, β, γ et celui dans l'équation (0.0) avec cinq paramètres *a*, *c*, *d*, *f*, *g*, on trouve que :

$$\alpha = c\ ;\ \gamma = a\ ;\ d = f = 0\ ;\ g = \beta/2 \qquad (0.0)$$

Alors, l'équation (0.0) avec trois paramètres s'exprime par :

$$\begin{aligned}T &= AE\\ &=\left[(c+a-4g)trME\right]M+aE+(2g-a)(ME+EM)\\ &=\left[(\alpha+\gamma-2\beta)trME\right]M+\gamma E+(\beta-\gamma)(ME+EM)\end{aligned} \qquad (0.0)$$

A partir de l'équation (0.0), en remplaçant ***E*** par σ_{ij} et ***T*** par $\hat{\sigma}_{ij}$, on obtient l'équation (0.0).

Bibliographie

Abdullah, I., Mhaidib, A., 1998. Prediction of swelling potential of an expansive shale, in: Proceedings Of The Second International Conference On Unsaturated Soils. August. Beijing, China, vol. 1, pp. 27–30.

Abdullah, I., Mhaidib, A., 1999. Swelling behaviour of expansive shales from the middle region of Saudi Arabia. Geotech. Geol. Eng. 16, 291–307.

Adachi, T., Oka, F., 1995. An elasto-plastique constitutive model for soft rock with strain softning. Int. J. Numer. Ananlytical Methods Geomech. 19, 233–247.

Addenbrooke, T.I., Potts, D.M., Puzrin, A.M., 1997. The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction. Géotechnique 47, 693–712.

AFNOR, 1994a. Sols: reconnaissance et essais. Essais à l'appareil triaxial de révolution. Généralités - Définitions. NF P 94-070.

AFNOR, 1994b. Sols: reconnaissance et essai. Essais à l'appareil triaxial de révolution. Appareillage - Préparation des éprouvettes - Essai (UU) non consolidé non drainé - Essai (Cu+u) consolidé non drainé avec mesure de pression interstitielle - essai (CD) consolidé d.

AFNOR, 1997. Sols: reconnaissance et essais. Essai oedométrique. Partie 1: Essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers. XP P 94-090-1.

AFNOR, 2002. Norme NF P 94-411 : Détermination de la vitesse de propagation des ondes ultrasonores en laboratoire.

Agus, S., 2005. An Experimental study on hydro-mechanical characteristics of compacted bentonite-sand mixtures. PhD thesis. Weimar.

Aiban, S.A., 2006. Compressibility and swelling characteristics of Al-Khobar Palygorskite, eastern Saudi Arabia. Eng. Geol. 87, 205–219.

Allirot, D., Boehler, J.P., Sawczuk, A., 1977. Irreversible deformations of an anisotropic rock under hydrostatic pressure. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. 14, 77–83.

Alonso, E.E., Gens, A., Josa, A., 1990. A constitutive model for partially saturated soils. Géotechnique 40, 405–430.

Al-Shamrani, M.A., Dhowian, A.W., 2003. Experimental study of lateral restraint effects on the potential heave of expansive soils. Eng. Geol. 69, 63– 81.

Alvarado, G., Coop, M.R., 2012. On the performance of bender elements in triaxial tests. Géotechnique 62, 1–17.

Ambroziak, A., 2007. Identification and validation of damage parameters for elsto-viscoplastic chaboche model. Eng. Trans. 55, 3–28.

ANDRA, 2005. Les recherches de l'Andra sur le stockage géologique des déchets radioactifs à haute activité et à vie longue. Résultats et perspectives, Dossier 2005.

Andria-Ntoanina, I., 2011. Caractérisation dynamique de sables de référence en laboratoire - Application à la réponse de massifs sableux en centrifugeuse. PhD thesis. Université de Paris-Est.

Areias, L., Verstricht, J., Fischer, T., Philipp, J., 2012. Seismic Monitoring at the Underground Nuclear Research Laboratory in MOL, Belgium - 12461, in: WM2012 Conference. Phoenix, Arizona, USA.

Armand, G., Lebon, P., Cruchaudet, M., Rebours, H., Morel, J., Wileveau, Y., Agence, A.-, De, L., Meuse, D., Marne, H., Cedex, C., 2007. EDZ Characterisation in the Meuse / Haute-Marne Underground Research Laboratory, in: Clays in Natural & Engineered Barriers for Radioactive Waste Confinement. International meeting, September 17-18 2007, Lille, France, pp. 153–154.

Arthur, J.R.F., Chua, K.S., Dunstan, T., 1977. Induced anisotropy in a sand. Géotechnique 27, 13–30.

Arthur, J.R.F., Chua, K.S., Dunstan, T., Rodriguez delC, J.I., 1980. Principal stress rotation: A missing parameter, in: Proceedings of ASCE, Vol.106, No.GT4, Pp.419-433.

Arthur, J.R.F., Menzies, B.K., 1972. Inherent Anisotropy in a sand. Géotechnique 22, 115–128.

Arthur, J.R.F., Phillips, A.B., 1975. Homogeneous and layered sand in triaxial compression. Géotechnique 25, 799–815.

ASTM, 2003. ASTM D 4546-03. Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Settlement Potential of Cohesive Soils.

ASTM, 2008a. D 2845-08 Standard Test Method for Laboratory Determination of Pulse Velocities and Ultrasonic Elastic Constants of Rock.

ASTM, 2008b. D 5334-08 Standard Test Method for Determination of Thermal Conductivity of Soil and Soft Rock by Thermal Needle Probe Procedure.

Atkinson, J.H., 1975. Anisotropic elastic deformations in laboratory tests on undisturbed London Clay. Géotechnique 25, 357–374.

Atkinson, J.H., Coop, M.R., Stallebrass, S.E., Viaggiani, G., 1993. Measurement of stiffness of soils and weak rocks in laboratory tests, in: Proceedings of 26th Conference Engineering Group. pp. 21–27.

Atkinson, J.H., Richardson, D., Stallebrass, S.E., 1990. Effect of recent stress history on the stiffness of overconsolidated soil. Géotechnique 40, 531–540.

Atkinson, J.H., Sällfors, G., 1991. Experimental determination of stress-strain-time characteristics in laboratory and in situ tests, in: Proceeding of the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. pp. 915–956.

Attom, M., Abu-Zreig, M., Obaidat, M., 2001. Changes in clay swelling and shear strength properties with different sample preparation techniques. Geotech. Test. J. 24, 157–163.

Autio, J., Siitari-Kauppib, M., Timonenc, J., Hartikainenc, K., Hartikainenc, J., 1998. Determination of the porosity, permeability and diffusivity of rock in the excavation-disturbed zone around full-scale deposition holes using the View the C14-PMMA and He-gas methods. J. Contam. Hydrol. 35, 19–29.

Azam, S., Abduljauwad, S.N., Al-Shayea, N.A., Al-Amoudi, O.S.B., 2000. Effects of calcium sulphate on swelling potential of an expansive clay. Geotech. Test. J. 23, 389–403.

Baldi, G., Borsetto, M., Hueckel, T., 1987. Calibration of mathematical models for simulation of thermal , seepage and mechanical behaviour of Boom Clay, in: Final Report, EUR 10924. Luxembourg: Commission of the European Communities.

Baldi, G., Hueckel, T., Peano, A., Pellegrini, R., 1991. Developments in modelling of thermo-hydro-geomechanical behaviour of Boom Clay and clay-based buffer materials., in: Commission of the European Communities, Nuclear Science and Technology, EUR 13365/1 and EUR 13365/2.

Basma, A.., Al-homoud, A.S., Husein, A., 1995. Laboratory assessment of swelling pressure of expansive soils. Appl. Clay Sci. 9, 355–368.

Bastiaens, W., Bernier, F., Buyens, M., Demarche, M., Li, X.L., Linotte, J.M., Verstricht, J., 2003. The Connecting Gallery - the extension of the HADES underground research facility at Mol, Belgium. EURIDICE report 03-294. Mol: ESV EURIDICE.

Bastiaens, W., Bernier, F., Li, X.L., 2005. Selfrac: experiments and conclusions on fracturation and self-healing processes in clays, in: International Meeting "Clay in Natural & Engineered Barriers for Radioactive Waste Confinement". pp. 135–136.

Bastiaens, W., Bernier, F., Li, X.L., 2006. An Overview of Long-Term HM Measurements around HADES URF, in: Symposium, Liège, May 9-12. pp. 15–26.

Bastiaens, W., Bernier, F., Li, X.L., 2007. SELFRAC: Experiments and conclusions on fracturing, self-healing and self-sealing processes in clays. Phys. Chem. Earth 32, 600–615.

Bates, C.R., 1989. Dynamic soil property measurements during triaxial testing. Géotechnique 39, 721–726.

Belanteur, N., Tacherifet, S., Pakzad., M., 1997. Etude des comportements mécanique, thermo-mécanique et hydro-mécanique des argiles gonflantes et non gonflantes fortement compactées. Rev. Française Géotechnique 78, 31–50.

Bernier, F., Li, X.L., Bastiaens, W., 2007. Twenty-five years' geotechnical observation and testing in the Tertiary Boom Clay formation. Géotechnique 57, 229–237.

Bernier, F., Li, X.L., Bastiaens, W., Ortiz, L., Van Geet, M., Wouters, L., Frieg, B., Blümling, P., Desrues, J., Viaggiani, G., Coll, C., Chanchole, S., De Greef, V., Hamza, R., Malinsky, L., Vervoort, A., Vanbrabant, Y., Debecker, B., Verstraelen, J., Govaerts, A., Wevers, M., Labiouse, V., Escoffier, S., Mathier, J.F., Gastaldo, L., Bühler, C., 2006. Fractures and self-healing within the excavation disturbed zone in clays. EC report on the SELFRAC project.

Bernier, F., Li, X.L., Verstricht, J., Barnichon, J.D., Labiouse, V., Bastiaens, W., Palut, J.M., Ben Slimane, J. K., Ghoreychi, M., Gaombalet, J., Huertas, F., Galera, J.M., Merrien, K., Elorza, F.J., Davies, C., 2002. CLIPEX: Clay Instrumentation Programme for the Extension of an Underground Research Laboratory, in: EUR 20619. Luxembourg: Commission of the European Communities.

Bernier, F., Volckaert, G., Alonso, E., Villar, M., 1997. Suction-controlled expriments on Boom Clay. Eng. Geol. 47, 325–338.

Boehler, J.P., 1975. Sur les formes invariantes dans le sous-groupr orthotrope de révolution des transformations orthogonales de la relation entre deux tenseurs symétriques du second ordre. ZAMM 55, 609–611.

Boehler, J.P., 1987. Yielding and Failure of transversely isotropic solids.

Boehler, J.P., Sawczuk, A., 1970. Equilibre limite des sols anisotropes. J. Mécanique 9.

Boehler, J.P., Sawczuk, A., 1974. Analyse géométrie des critères d'écoulement plastique anisotrope.

Boehler, J.P., Sawczuk, A., 1977. On yielding of oriented solids. Acta Mech. 27, 185–206.

Bourbié, T., Coussy, O., Zinszner, 1987. Acoustics of porous media. Gulf Publishing Co.

Brignoli, E.G.M., Marino, G., Stoke, K.H., 1996. Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers. ASTM Geotech. Test. J. 29, 384–397.

Burland, J., 1989. Small is beautiful. Can. Geotech. J. 26, 499–516.

Burland, J.B., Symes, M., 1982. A simple axial displacement gauge for use in the triaxial apparatus. Géotechnique 32, 62–65.

Butcher, A.P., Powell, J.M.M., 1995. The effects of geological history on the dynamic stiffness in soils, in: Proc. 11th European Conf. on Soil Mechanics, Copenhagen, Vol. 1. pp. 127–136.

Byun, B.S., 1984. Seismic parameters for transversely isotropic media. Geophysics 49, 1908–1914.

Byun, B.S., Cheng, S.W., 1986. Apparent axial properties of transversely isotropic media. GEOPHYSICS 51, 1012–1013.

Camacho-Tauta, J.., Álvarez-Jiménez, J.D., Reyes-Ortiz, O.J., 2012. A procedure to calibrate and perform the bender element test. Dyna rev.fac.nac.minas 79, 10–18.

Chan, C.., 2012. On the intepretation of shear wave velocity from bender element tests. Acta Tech. Corviniensis - Bull. Eng. 5.

Charlier, R., Collin, F., Dizier, A., Fauriel, S., Gens, A., Guangjing, C., Laloui, L., Meynet, T., Pascon, F., Radu, J.P., Marcke, P., Vaunat, J., 2010. Thermal Impact on the Damaged Zone Deliverable D13 – Annex 6 Large scale excavation and heater in-situ experiment : the PRACLAY experiment modelling.

Chen, G.J., Sillen, X., Verstricht, J., Li, X.L., 2011. ATLAS III in situ heating test in boom clay: Field data, observation and interpretation. Comput. Geotech. 38, 683–696.

Chen, Y.., Zhou, Y.G., Huang, B., 2006. International parallel test on the measurement of shear modulus of sand using benders elements. Chinese J. Geotech. Engineeting 28, 874–880.

Cho, W., Finno, R.., 2010. Stress-strain responses of block samples of compressible Chicago glacial clays. J. Geotech. Geoenvironmental Eng. 136, 178–188.

Clarke, B.G., Allan, P.G., 1990. Self-boring pressuremeter tests from a gallery at 220 m below ground, in: Pressuremeters. Thomas Telford Ltd, pp. 73–85.

Clayton, C.R.., Heymann, G., 2001. Stiffness of geomaterials at very small strains. Géotechnique 51, 245–255(10).

Clayton, C.R.., Theron, M., Best, A.I., 2004. The measurement of vertical shear-wave velocity using side-mounted bender elements in the triaxial apparatus. Géotechnique 54, 495–498.

Clayton, C.R.I., 2011. Stiffness at small strain: research and practice. Géotechnique 61, 5–37.

Cohen, K.M., Finney, S., Gibbard, P.L., 2013. International Chronostratigraphic Chart. International Commission on Stratigraphy.

Coll, C., 2005. Endommagement des roches argileuses et perméabilité induite au voisinage d'ouvrages souterrains. Thèse. Université Joseph Fourier - Grenoble I.

Coll, C., Collin, F., Radu, J.P., Illing, P., Schroeder, C., Charlier, R., 2008. Longterm behaviour of Boom Clay. Influence of clay viscosity on the far field pore pressure distribution., in: Technical Report ULg.

Crampin, S., 1977. A review of the effects of anisotropic layering on the propagation of seismic waves. J. Geophys. Res. 9–27.

Cui, Y.J., Le, T.T., Tang, A.M., Delage, P., Li, X.L., 2009. Investigating the time-dependent behaviour of Boom clay under thermomechanical loading. Géotechnique 59, 319–329.

Cui, Y.J., Nguyen, X.P., Tang, a. M., Li, X.L., 2013. An insight into the unloading/reloading loops on the compression curve of natural stiff clays. Appl. Clay Sci. 83-84, 343–348.

Daley, P.F., Hron, F., 1979. Reflection and transmission coefficients for seismic waves in ellipsoidally anisotropic media. Geophysics 44, 27–38.

Dangla, P., 2009. Manuel de référence de Bil.

Dao, L.Q., Delage, P., Cui, Y.J., Tang, A.M., Li, X.L., Sillen, X., 2014. Water retention and thermal properties of nearly saturated Boom Clay, in: Unsaturated Soils: Research & Applications. Khalili, Russell & Khoshghalb (Eds). Taylor & Francis Group. London. ISBN 978-1-138-00150-3.

Das, B.M., 1983. Advanced Soil Mechanics. Hemisphere Publishing Corp.

Davis, E.H., Christian, J.T., 1971. Bearing capacity of anisotropic cohesive soils. J. Soils Mech. Found. Div. ASCE 97, 753–769.

Davis, M.G., Chapman, D.S., Wagoner, T.M.., Armstrong, P.A., 2007. Thermal conductivity anisotropy of metasedimentary and igneous rocks. J. Geophys. Res. 112, B05216.

De Alba, P., Baldwin, K., 1991. Use of bender elements in soil dynamics experiments. In Recent advances in instrumen-tation, data acquisition and testing in soil dynamics (eds S. K. Bhatia and G. W. Blaney). ASCE Natl. Conv. Spec. Geotech. Publ. 12, 86–101.

De Craen, M., Wang, L., Geet, M. Van, Moors, H., 2004. Geochemistry of Boom Clay pore water at the Mol site.

Debard, Y., 2011. Elasticité. Institut Universitaire de Technologie du Mans.

Decagon Device, I., 2012. KD2 Pro Thermal Properties Analyzer. Operator's manual v12.

Decagon Device, I., 2013. WP4C Dew Point PotentiaMeter. Operator's Manual.

Dehandschutter, B., Vandycke, S., Sintubin, M., Vandenberghe, N., Gaviglio, P., Sizun, J.P., Wouters, L., 2004. Microfabric of fractured Boom Clay at depth: a case study of brittle-ductile transitional clay behaviour. Appl. Clay Sci. 26, 389–401.

Dehandschutter, B., Vandycke, S., Sintubin, M., Vandenberghe, N., Wouters, L., 2005. Brittle fractures and ductile shear bands in argillaceous sediments: inferences from Oligocene Boom Clay (Belgium). J. Struct. Geol 27, 1095–1112.

Delage, P., Le, T.T., Tang, A.M., Cui, Y.J., Li, X.L., 2007. Suction effects in deep Boom Clay block samples. Géotechnique 57, 239–244.

Delage, P., Pellerin, F.M., 1984. Influence de la lyophilisation sur la structure d'une argile sensible du Québec. Clays Miner. 19, 151–160.

Delage, P., Sultan, N., Cui, Y.J., 2000. On the thermal consolidation of Boom Clays. Can. Geotech. J. 37, 343–354.

Delahaye, C.H., Alonso, E.E., 2002. Soil heterogeneity and preferential paths for gas migration. Eng. Geol. 64, 251–271.

Dyvik, R., Madshus, C., 1985. Lab Measurements of Gmax Using Bender Elements. Nor. Geotech. Institue Publ. 161.

Enssle, C.P., Cruchaudet, M., Croisé, J., Brommundt, J., 2011. Determination of the permeability of the Callovo-Oxfordian clay at the metre to decametre scale. Phys. Chem. Earth, Parts A/B/C 36, 1669–1678.

EURIDICE, 1988. Argile de Boom - Synthèse des études et travaux à caractère géotechnique.

EURIDICE, 2010a. Recherches sur la sûreté et la faisabilité d 'un dépôt final de déchets radioactifs.

EURIDICE, 2010b. Comment un dépôt en profondeur dans le sol garantirait-il la sûreté ?, Dépliant.

EURIDICE, 2010c. Argile de Boom, Dépliant.

Farouki, O.T., 1986. Thermal properties of soils. Trans Tech Publications, Clausthal-Zellerfeld, Germany.

François, B., Labiouse, V., Dizier, A., Marinelli, F., Charlier, R., Collin, F., 2012. Hollow Cylinder Tests on Boom Clay: Modelling of Strain Localization in the Anisotropic Excavation Damaged Zone. Rock Mech. Rock Eng. 1–49.

François, B., Laloui, L., Laurent, C., 2009. Thermo-hydro-mechanical simulation of ATLAS in situ large scale test in Boom Clay. Comput. Geotech. 36, 626–640.

Francois, M., Geymonat, G., Berthaud, Y., 1998. Determination of the symmetries of an experimentally determined stiffness tensor : Application to acoustic measurements. Int. J. Solids Struct. 35, 4091–4106.

Garitte, B., Sillen, X., Li, X.L., Armand, G., Vaunat, J., Gens, A., 2009. Comparative study of three in-situ heating tests in anisotropic media: the HE-D, TER and ATLAS experiments, in: Proceedings of TIMODAZ/THERESA Coupled THMC Conference, Luxembourg September 29 - October 1, 2009.

Gasparre, A., Nishimura, S., Minh, N.A., Coop, M.R., Jardine, R.J., 2007. The stiffness of natural London Clay. Géotechnique 57, 33–47.

Gens, A., 2012. Geomechanics of argillaceous rocks for nuclear waste disposal, in: International Post - TIMODAZ Workshop. Mont Terri Rock Laboratory, Saint Ursanne, Switzerland.

Gens, A., Vaunat, J., Garitte, B., Wileveau, Y., 2007. In situ behaviour of a stiff layered clay subject to thermal loading : observations and interpretation 207–228.

Gong, G., 2005. Physical properties of alpine rocks: a laboratory investigation. Thesis. University of Genève, no. Sc. 3658.

Graham, J., Houlsby, G.., 1983. Anisotropic elasticity of a natural clay. Géotechnique 33, 165–180.

Gross, D., Seelig, T., 2011. Damage mechanics, in: Fracture Mechanics SE - 9. Springer Berlin Heidelberg, pp. 301–316.

Grubbe, K., Haenel, R., Zoth, G., 1983. Determination of the vertical component of thermal conductivity by line source methods. Zeitblatt für Geol. und Palaontologie Teil I H (1/2), 49–56.

Gunn, M.J., 1993. The prediction of surface settlement profiles due to tunneling, in: Predictive Soil Mechanics, Proceedings of the Wroth Memorial Symposium,Thomas Telford, London. pp. 304–316.

Hardin, B.O., Black, W.L., 1968. Vibration modulus of normally consolidated clay. J. Soil Mech. Found. Div. ASCE 94, 353–369.

Henrion, P.N., Monsecour, M., Fonteyne, A., Hermans, N., Man-froy, P., Neerdael, B., De Bruyn, D., 1984. Characterisation of the Boom Clay, Semi-annual report 18, Contract WAS-334-83-7-B(RS), R&D Programme on Radioactive Disposal into Geological Formation (Study of a clay formation). Mol: SCK.CEN.

Hernan, 2001. Study of anisotropic behaviour of soils in the stress path cell. Ghent University.

Hicher, P.., Shao, J.., 2002. Elastoplasticité des sols et des roches. Modèles de comportement des sols et des roches 1.

Hicher, P.Y., Wahyudi, R.H., Tessier, D., 2000. Microstructural analysis of inherent and induced anisotropy in clay 341–371.

Hight, D.W., Bennell, J.D., Chana, B., Davis, P.D., Jardine, R.J., Porovic, E., 1997. Wave velocity and stiffness measurements of the Crag and Lower London Tertiaries at Sizewell. Géotechnique 47, 451–474.

Hight, D.W., Gasparre, A., Nishimura, S., Minh, N.A., Jardine, R.J., Coop, M.R., 2007. Characteristics of the London Clay from the Terminal 5 site at Heathrow Airport. Géotechnique 57, 3–18.

Hird, C.C., Pierpoint, N.D., 1997. Stiffness determination and deformation analysis for a trial excavation in Oxford Clay. Géotechnique 47, 665–691.

Hoffmann, C., Alonso, E.E., Romero, E., 2007. Hydro-mechanical behaviour of bentonite pellet mixtures. Phys. Chem. Earth 32, 832–849.

Homand, F., Morel, E., Henry, J.P., Cuxac, P., Hammade, E., 1993. Characterization of the Moduli of Elasticity of an Anisotropic Rock Using Dynamic and StaticMethods. Int. J. RockMech. Min. Sci.& Geomech. Abstr. 30, 527–535.

Hong, P., 2013. Development and explicit integration of a thermo-mechanical model for saturated clays. PhD thesis. Université Paris-Est.

Horseman, S.T., Winter, M.., Entwistle, D.C., 1987. Geotechnical characterization of Boom Clay in relation to the dlsposal of radioactive waste. Report.Luxembourg, Brussels.

Horseman, S.T., Winter, M.G., Entwistle, D.C., 1993. Triaxial experiments on Boom clay. Eng. Geol. weak rock 36–43.

Hudson, J.A., 2009. Characterising and modelling the excavation damaged zone (EDZ) in crystalline rock in the context of radioactive waste disposal. Lawrence Berkeley Natl. Lab.

Hueckel, T., Pellegrini, R., 1996. A note on thermomechanical anisotropy of clays. Eng. Geol. 41, 171–180.

Jean, P., 1989. Propagation d'ondes en milieux anisotrope: application à la sismique entre puits. Université Joseph Fourier de Grenoble.

Jobmann, M., Polster, M., 2007. The response of Opalinus clay due to heating: A combined analysis of in situ measurements, laboratory investigations and numerical calculations. Phys. Chem. Earth, Parts A/B/C 32, 929–936.

Johansen, O., 1975. Varmeledningevne av jordarter (Thermal conductivity of soils). Norwegian Institute of Technology (NTH), , Hanover, NH.

Jongmans, D., Demanet, D., Neerdael, B., 1990. Etude geophysique en champ proche à partir d'une galerie dans l'argile.

Jovicic, V., Coop, M.R., 1998. The Measurement of Stiffness Anisotropy in Clays with Bender Element Tests in the Triaxial Apparatus. Geotech. Test. J. 21, 3–10.

Kachanov, L., 1958. Time of the rupture process under creep conditions. TVZ Akad Nauk S.S.R Otd. Tech. Nauk 8, 26–31.

Karl, L., 2005. Dynamic Soil Properties out of SCPT and Bender Element Tests with Emphasis on Material Damping. Ghent University.

Kay, J.N., Parry, R.H., 1982. Screw plate tests in Gault Clay. Gr. Engng 15, 22–30.

Kelly, P., 2013. Solid Mechanics Lecture Notes. Part I: An Introduction to Solid Mechanics. Department of Engineering Science, University of Auckland.

Kim, H., Cho, J.-W., Song, I., Min, K.-B., 2012. Anisotropy of elastic moduli, P-wave velocities, and thermal conductivities of Asan Gneiss, Boryeong Shale, and Yeoncheon Schist in Korea. Eng. Geol. 147-148, 68–77.

Kimoto, S., 2003. Constitutive models for geomaterials considering structural changes and anisotrop. PhD thesis. Kyoto University.

King, C., 1981. The stratigraphy of the London Basin and asso-ciated deposits, in: Tertiary Research Special Paper 6, Rotterdam, Backhuys.

Kumar, J., Madhusudhan, B.N., 2010. A note on the measurement of travel times using bender and extender elements. Soil Dyn. Earthq. Eng. 30, 630–634.

Laloui, L., 1993. Modélisation du comportement thermo-hydro-mécanique des milieux poreux anélastique. PhD thesis. Ecole Centrale de Paris.

Lanyon, G.., 2011. Excavation Damaged Zones Assessment, OPG's Deep Geologic Respository for Low & Intermediate waste.

Law, K.T., 1978. Undrained shear strength anisotropy in embankment stability analysis. Can. Geotech. J. 15, 306–309.

Le, T.T., 2008. Comportement thermo-hydro-mécanique de l'argile de Boom. PhD thesis. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Lee, J.., Santamarina, J.. ., 2005. Bender Elements : Performance and Signal Interpretation. J. Geotech. Geoenvironmental Eng. 131, 1063–1070.

Lee, K.M., Rowe, R.K., 1989. Deformations caused by surface loading and tunnelling; the role of elastic anisotropy. Géotechnique 39, 125–140.

Lekhnitskii, S.G., 1963. Theory of elasticity of an anisotropic elastic body, in: Holden Day Series in Mathematical Physics, Holden-Day , San-Francisco.

Leong, E.C., Yeo, S.H., Rahardjo, H., 2005. Measuring Shear Wave Velocity Using Bender Elements. Geotech. Test. J. 28, 1–11.

Leroueil, S., Vaughan, P.R., 1990. The general and congruent effects ofstructure in natural soils and weak rocks. Géotechnique 40, 467–488.

Li, W., Petrovitch, C., Pyrak-nolte, L.J., 2011. The effect of saturation on shear wave anisotropy in a transversely isotropic medium, in: Proceedings of the Project Review, Geo-Mathematical Group (Purdue University, West Lafayette IN). pp. 253–266.

Li, X.., 2008. The TIMODAZ project – Main Issues - Introduction for the training course.

Li, X.L., Areias, L., Cornet, F.H., Whittle, R.W., Chen, G.J., Bastiaens, W., 2010. Test program for In-situ stress determination/estimation in the Boom Clay at the HADES Underground Research Laboratory in Mol, Belgium, in: Clays in Natural & Engineered Barriers for Radioactive Waste Confinement 4 International Meeting.

Lima, A., 2011. Thermo-hydro-mechanical behaviour of two deep Belgian clay formations: Boom and Ypresian Clays. PhD thesis.Universitat Politècnica de Catalunya.

Lings, M.L., Greening, P.D., 2001. A novel bender/extender element for soil testing. Géotechnique 51, 713–717.

Lings, M.L., Pennington, D.S., Nash, D.F.T., 2000. Anisotropic stiffness parameters and their measurement in a stiff natural clay. Géotechnique 50, 109–125.

Lloret, A., Villar, M.V., Sanchez, M., Gens, A., Pintado, X., Alonso, E.E., 2003. Mechanical behaviour of heavily compacted bentonite under high suction changes. Géotechnique 53, 27–40.

Lo, K.Y., 1965. Stability of slopes in anisotropic soil. J. Soil Mech. Found. Div. ASCE 91, 85–106.

Lo, K.Y., Hori, M., 1979. Deformation and strength properties of some rocks in southern Ontario. Can. Geotech. J. 16, 108–120.

Lopez-Caballero, F., Modaressi, A., Modaressi, H., 2007. Nonlinear numerical method for earthquake site response analysis I- elastoplastic cyclic model & parameter identification strategy. Bull. Earthq. Eng. 5, 303–323.

Love, A.E.H., 1927. A treatise on the mathematical theory of elasticity., in: 4th Edn. Cambridge: Cambridge University Press.

Love, A.E.H., 1944. A treatise on the mathematical theory of elasticity. Dover Publications, New York.

Magnan, J., Mestat, P., 1997. Lois de comportement et modélisation des sols. Tech. l'Ingénieur, C 218, 1–23.

Mah, M., 2003. Determination of the complete elastic stiffnesses from ultrasonic phase velocity measurements. J. Geophys. Res. 108, 2016.

Mandel, W., 1965. Généralisation de la théorie de Koiter. Int J Solids Struct 1, 273–295.

Marsland, A., Powell, J.J.M., 1990. Pressuremeter tests on stiff clays and soft rocks - factors affecting measurements and their interpretation, in: Proc. 24th Annual Conf. of Engineering Group of the Geology Society. Field Testing in Engineering Geology. Special Publication Issue 6 (eds F. G. Bell, J. C. Cripps & M. G. Culshaw). pp. 91–110.

Martin, C.., Lanyon, G.W., 2004. Excavation Disturbed Zone (EDZ) in Clay Shale: Mont Terri.

Martin Derek, C., Lanyon, G.W., Blümling, P., Mayor, J.., 2003. The excavation disturbed zone around a test tunnel in the Opalinus Clay. Tunn. Assoc. Canada Annu. Publ.

Matray, J.M., Savoye, S., Cabrera, J., 2007. Desaturation and structure relationships around drifts excavated in the well-compacted Tournemire's argillite (Aveyron, France). Eng. Geol. 90, 1–16.

Mazurek, M., Alt-Epping, P., Bath, A., Gimmi, T., Niklaus Waber, H., Buschaert, S., Cannière, P. De, Craen, M. De, Gautschi, A., Savoye, S., Vinsot, A., Wemaere, I., Wouters, L., 2011. Natural tracer profiles across argillaceous formations. Appl. Geochemistry 26, 1035–1064.

Mazurek, M., Alt-Epping, P., Bath, A., Gimmi, T., Waber, H.N., 2009. Natural tracer profiles across argillaceous formations: The CLAYTRAC project. OECD/NEA Rep. 6253, OECD Nuclear Energy Agency, Paris, France.

Mertens, J., Bastiaens, W., Dehandschutter, B., 2002. Characterisation of induced discontinuities in the Boom Clay around the underground excavations (URF, Mol, Belgium), in: Clays in Natural & Engineered Barriers for Radioactive Waste Confinement. pp. 43–44.

Mertens, J., Bastiaens, W., Dehandschutter, B., 2004. Characterisation of induced discontinuities in the Boom Clay around the underground excavations (URF, Mol, Belgium). Appl. Clay Sci. 26, 413–428.

Mertens, J., Vandenberghe, N., Wouters, L., Sintubin, M., 2003. The origin and development of joints in the Boom Clay Formation (Rupelian) in Belgium. Geol. Soc. London, Spec. Publ. 216 , 309–321.

Meyerhof, G.G., 1978. Beating capacity of anisotropic cohesionless soils. Can. Geotech. J. 15, 592–595.

Midtomme, K., Roaldset, E., 1999. Thermal conductivity of sedimentary rocks, in: Muds and Mudstones: Physical and Fluid Floc Properties. Geological Society of London, London, pp. 105–125.

Millien, A., 1993. Comportement anisotrope du grès des Vosges: élasto-plasticité, localisation, rupture. PhD thesis. Université Joseph Fourrier - Grenoble 1.

Miura, S., Toki, S., Tatsuoka, F., 1994. Cyclic undrained triaxial behaviour of sand by a cooperative test program in Japan. Dyn. Geotech. Test. ASTM STP 1213 2, 246–260.

Moulin, G., 1989. Caractérisation de l'état limite de l'argile de Pornic. Can. Geotech. J. 26, 705–717.

Mügler, C., Filippi, M., Montarnal, P., Martinez, J.-M., Wileveau, Y., 2006. Determination of the thermal conductivity of opalinus clay via simulations of experiments performed at the Mont Terri underground laboratory. J. Appl. Geophys. 58, 112–129.

Muir Wood, D., 1990. Soil behaviour and critical state soil mechanics, in: Cambridge University Press. Cambridge.

Munroe, R.J., Sass, J.H., 1987. Thermal conductivity of samples from borehole VC-1, Report 87-184, Geological Survey.

Nagaraj, H.B., Mohammed, M.M., Sridharan, A., 2009. Critical Evaluation of Determining Swelling Pressure by Swell-Load Method and Constant Volume Method. Geotech. Test. J. 32, 305–314.

Nakagawa, K., Soga, K., Mitchell, J.K., 1996. Pulse transmission system for measuring wave propagation in soils. J. Geotech. Eng. 122, 302–308.

Nguyen, X.P., 2013. Étude du comportement chimico-hydro- mécanique des argiles raides dans le contexte du stockage de déchets radioactifs. PhD thesis. Université Paris-Est.

Nguyen, X.P., Tang, A.M., Cui, Y.J., 2013. Deviatoric behavior of Boom Clay at Mol. Internal report of EURIDICE.

Niandou, H., Shao, J.., Henry, J.P., Fourmaintraux, D., 1997. Laboratory Investigation of the Mechanical Behaviour of Tournemire Shale. Int. J. Mech. Min. Sci. 34, 3–16.

Nishimura, S., 2005. Laboratory study on anisotropy of natural London Clay. PhD thesis. Imperial College London.

Oda, M., 1972. Initial fabrics and their relations to the mechanical properties of granular materials. Soils ans Found. 12, 17–36.

Ohtsuki, H., Nishi, K., Okamoto, T., Tanaka, S., 1981. Time-dependent characteristics of strength and deformation of a mud stone, in: Proc. Int. Symp. on Weak Rock, 21-24 Septembre, Tokyo, Balkema, 1. pp. 119–124.

Oka, F., Kimoto, S., Kobayashi, H., Adachi, T., 2002. Anisotropic behaviour of soft sedimentary rock and a constitutive model. Soils ans Found. 42, 59–70.

ONDRAF, 2001. Aperçu technique du rapport SAFIR 2.

ONDRAF, 2005. The Ypresian Clays as Possible Host Rock for Radioactive Waste Disposal: An Evaluation. Number report : NIROND TR.2005.01.

Penner, E., 1963. Anisotropic thermal conduction in clay sediments, in: International Clay Conference.

Pennington, D.S., 1999. The anisotropic small strain stiffness of Cambridge Gault clay. University of Bristol.

Pennington, D.S., Nash, D.F.T., Lings, M.L., 1997. Anisotropy of G_0 shear stiffness in Gault Clay. Géotechnique 47, 391–398.

Peres Rodrigues, F., 1970. Anisotropy of endo-geneticrocks - Correlation between micropetrographic index, ultimate strength an modulus of elasticity ellipsoids, in: Proc. 2nd Congress of the ISRM, Belgrad. pp. 1–23.

Pickering, D.J., 1970. Anisotropic Elastic Parameters for Soil. Géotechnique 20, 271–276.

Pietruszczak, S., Lydzba, D., Shao, J.., 2002. Modelling of inherent anisotropy in sedimentary rocks. Int. J. Solids Struct. 39, 637–648.

Pietruszczak, S., Mroz, Z., 2001. On failure criteria for anisotropic cohesive-frictional materials. Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech. 25, 509–524.

Pina, D.Y.E., 2011. Thermo-hydro-mechanical behaviour of Ypresian clay. PhD thesis. Universitat politècnica de Catalunya.

Piriyakul, K., 2006. Anisotropic Stress-Strain Behaviour of Belgian Boom Clay in the Small Strain Region. PhD thesis. Ghent University.

Popov, Y. a., Pribnow, D.F.C., Sass, J.H., Williams, C.F., Burkhardt, H., 1999. Characterization of rock thermal conductivity by high-resolution optical scanning. Geothermics 28, 253–276.

Popov, Y., Bayuk, I., Parshin, A., Miklashevskiy, D., Novikov, S., Chekhonin, E., 2012. New methods and instruments for determination of reservoir thermal properties, in: Proceedings Thirty-Seventh Workshop on Geothermal Reservoir Engineering. Stanford University, Stanford, California.

Popp, T., Salzer, K., Minkley, W., 2008. Influence of bedding planes to EDZ-evolution and the coupled HM properties of Opalinus Clay. Phys. Chem. Earth 33, S374–S387.

Potts, D.M., Zdravkovic, L., 2001. Finite element analysis in geotechnical engineering: application, Thomas Tel. ed.

Pouya, A., 2000. A transformation of the problem of linear elastic structure for application to inclusion problem and to Green functions, in: Comptes-Rendus de l'Académie Des Sciences de Paris, T. 328, Série II b. pp. 437–443.

Pouya, A., 2003. Anisotropies de Saint Venant en élasticité linéaire, in: 6ème Congrès Marocain de Mécanique, Faculté Des Sciences et Techniques de Tanger, Maroc, 15-18 Avril 2003.

Pouya, A., Chalhoub, M., 2007. Ellipsoidal elasticity for anisotropic rocks and rock masses, in: 11th Congress of the International Society for Rock Mechanics. pp. 2–5.

Pouya, A., Reiffsteck, P., 2003. Solutions fondamentales pour fondations sur sols élastiques anisotropes, in: International Symposium on Shallow Foundations (FONDSUP 2003), Presses Des Ponts et Chaussées, Paris. pp. 415–422.

Powell, J.J.M., Butcher, A.P., 1991. Assessment of ground stiffness from field and laboratory tests, in: Proc. 10th ECSMFE, Florence. pp. 153–156.

Pribnow, D.F.C., Davis, E.E., Fisher, A.T., 2000. Borehole heat flow along the eastern flank of the Juan de Fuca Ridge , including effects of anisotropy and temperature dependence of sediment thermal conductivity. J. Geophys. Res. B6, 13449–13456.

Ratananikom, W., Likitlersuang, S., Yimsiri, S., 2013. An investigation of anisotropic elastic parameters of Bangkok Clay from vertical and horizontal cut specimens. Geomech. Geoengin. 8, 15–27.

Raymond, G.., 1970. Discussion: Stress and displacements in a cross-anisotropic soil 456–458.

Riche, F., Schneebeli, M., 2012. Thermal conductivity of anisotropic snow measured by three independent methods. Cryoshere Discuss. 6, 1839–1869.

Romero, E., 1999. Characterisation and thermo-hydro-mechanical behaviour of unsaturated Boom Clay: An experimental study. PhD thesis. Universitat Politècnica de Catalunya.

Roscoe, K.H., Burland, J.B., 1968. On the generalized stress-strain behaviour of ´wet clay´.In: Heyman and Leckie (eds.), in: Engineering Plasticity. Cambridge University Press, pp. 535 – 609.

Roscoe, K.H., Schofield, A.N., 1963. Mechanical behaviour of an idealised "wet" clay, in: Proc. of the 2nd European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, Germany. pp. 47–54.

Roy, P., 1991. Measurements of soil permeability anisotropy by three techniques. Thesis. McGill University (Montreal).

Saint Venant, B., 1863. Sur la distributiondes élasticités autour de chaque point d'un solide ou d'unmilieu de contexture quelconque, particulièrement lorsqu'il est amorphe sans être isotrope. J. Math. Pures Appliquées VIII, 257–430.

Salager, S., François, B., Nuth, M., Laloui, L., 2012. Constitutive analysis of the mechanical anisotropy of Opalinus Clay. Acta Geotech. 8, 137–154.

Sanchez-Salinero, I., Roesset, J.M., Stokoe, K.H., 1986. Analytical studies of body wave propagation and attenuation, in: Report GR 86-15. Civil Engineering Department, University of Texas at Austin, TX.

Santamarina, J.C., Klein, A., Fam, M.A., 2001. Soils and waves: Particulate materials behavior, characterization and process monitoring.

Sarout, J., Esteban, L., Delle Piane, C., Maney, B., Dewhurst, D.N., 2014. Elastic anisotropy of Opalinus Clay under variable saturation and triaxial stress. Geophys. J. Int. 198, 1662–1682.

Schultheiss, P.J., 1981. Simultaneous measurement of P and S wave velocities during conventional laboratory soil testing procedures. Mar. Geotechnol. 4, 343–367.

Schultheiss, P.J., 1982. The influence of packing structure on seismic wave velocities in sediments. PhD thesis, University College of Swansea, Wales.

Schultheiss, P.J., 1983. The influence of packing structure on seismic wave velocities in sediments., in: University College of North Wales Marine Geological Report No. 3/1. Ban-Gor: University College of North Wales. p. 186.

Schuster, K., Alheid, H.J., 2007. EDZ characterisation with ultrasonic interval velocity measurements in the URL Meuse/Haute-Marne -performed between depth of 85 m and 504 m, in: International Meeting "Clay in Natural & Engineered Barriers for Radioactive Waste Confinement". September 17-18, Lille, France, pp. 155–156.

SCK-CEN, 1997. HADES TOUR GUIDE. Notebook, fifth ed.

Serway, R., 1990. Physique III : Ondes; optiques et physique moderne (3e édition).

Shaw, R., 2010. Review of Boom Clay and Opalinus Clay parameters. FORGE Report D4.6 - Ver 1.0.

Shirley, D.J., 1978. An improved shear wave transducer. J. Acoust. Soc. Am. 63, 1643–1645.

Shirley, D.J., Hampton, L.D., 1978. Shear wave measurements in laboratory sediments. J. Acoust. Soc. Am. 63, 607–613.

Siddiquee, M.S.A., Tanaka, T., Tatsuoka, F., Tani, K., Morimoto, T., 1999. Numerical simulation of bearing capacity characteristics of strip footing on sand. Soils ans Found. 39, 93–109.

Simpson, B., Atkinson, J.H., Jovicic, V., 1996. The influence of anisotropy on calculations of ground settlement above tunnels, in: Proc. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. The City University, London, pp. 591–595.

Snelling, K., Rees, S., 2013. Bender element - Test analysis soft ware developpement for laboratories, in: theGeotechnica. pp. 7–11.

Song, I., Suh, M., Woo, Y.-K., Hao, T., 2004. Determination of the elastic modulus set of foliated rocks from ultrasonic velocity measurements. Eng. Geol. 72, 293–308.

Sudo, T., Shimada, S., 1978. Clays and clay Minerals of Japan. Dev. Sedimentol. Elsevier Sci. Publ. Co. (Kodansha, Print. Japan) 26.

Sultan, N., 1997. Etude du comportement thermo-mécanique de l'argile de Boom: expériences et modélisation. PhD thesis. Ecole des Ponts Paristech.

Sultan, N., Cui, Y.J., Delage, P., 1998. Swelling properties of Boom Clay, in: Yanagisawa, Moroto & Mitachi, Eds, "Problematic Soils", Balkema, Rotterdam,. pp. 253–256.

Sultan, N., Cui, Y.-J., Delage, P., 2010. Yielding and plastic behaviour of Boom clay. Géotechnique 60, 657–666.

Tang, A.M., Cui, Y.J., Le, T.T., 2008. A study on the thermal conductivity of compacted bentonites. Appl. Clay Sci. 41, 181–189.

Tang, C.S., Tang, A.M., Cui, Y.., Delage, P., Schroeder, C., Shi, B., 2011a. A study of the hydro-mechanical behaviour of compacted crushed argillite. Eng. Geol. 118, 93–103.

Tang, C.S., Tang, A.M., Cui, Y.J., Delage, P., Schroeder, C., De Laure, E., 2011b. Investigating the swelling pressure of compacted crushed-Callovo-Oxfordian claystone. Phys. Chem. Eart 36, 1857–1866.

Tatsuoka, F., Shibuya, S., 1991. Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, in: Proc. of the 9th Asian Region Conf. on SMFE. pp. 101–170.

Tatsuoka, F., Toki, S., Miura, S., 1986. Some factors affecting cyclic undrained triaxial strength of sand. Soils ans Found. 26, 99–116.

Tavenas, F., Leroueil, S., 1977. Effects of stresses and time on yielding of clays, in: Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, 1,. pp. 319–326.

Thomann, T.G., Hryciw, R.D., 1990. Laboratory measurements of small strain shear modulus under K0 conditions. Geotech. Test. J. ASTM 13, 97–105.

Thompson, R.W., Perko, H.A., Rethamel, W.D., 2006. Comparison of constant volume swell pressure and oedometer load-back pressure, in: Unsaturated Soils 2006. pp. 1787–1798.

TIMODAZ, 2007. Thermal impact on the damaged zone around a radioactive waste disposal in clay host rocks. Deliverable 2. State of the art on THMC. Euratom European Project.

Tisot, J.P., Aboushook, M., 1983. Triaxial study of swelling characteristics, in: Proceedings in the 7th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Haifa, Vol. 1. pp. 94–97.

Tripathy, S., Sridharan, A., Schanz, T., 2004. Swelling pressures of compacted bentonites from diffuse double layer theory. Can. Geotech. J. 41, 437–450.

Tsang, C.F., Bernier, F., 2004. Definitions of excavation disturbed zone and excavation damaged zone, in Impact of the excavation disturbed or damaged zone (EDZ) on the performance of radioactive waste geological repositories, in: Proceedings European Commission CLUSTER Conference and Workshop on EDZ in Radioactive Waste Geological Repositories. Luxembourg, Belgium.

Tsang, C.F., Bernier, F., Davies, C., 2005. Geohydromechanical processes in the Excavation Damaged Zone in crystalline rock, rock salt, and indurated and plastic clays- in the context of radioactive waste disposal. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. 42, 109–125.

Valls-Marquez, M., 2009. Evaluating the capabilities of some constitutive models in reproducing the experimental behaviour of stiff clay subjected to tunnelling stress paths. University of Birmingham.

Vandenberghe, N., 1978. Sedimentology of the BoomClay (Rupelian) in Belgium. Verhandeling Koninklijke AcademievoorWetenschappen, Letteren en Schone Kunsten van België, Klasse derWetenschappen, jaargang XL, Nr 147.

Vannucci, P., 2005. Anisotropie: analyse et méthode de représentation.

Viggiani, G., Atkinson, J.H., 1995. Interpretation of bender element tests. Géotechnique 45, 149–154.

Volckaert, G., Bernier, F., Sillen, X., Van Geet, M., Mayor, J.C., Göbel, I., Blümling, P., Frieg, B., Su, K., 2005. Similarities and Differences in the Behaviour of Plastic and Indurated Clays, in: Proceedings Euradwaste'04. Radioactive Waste Management Community Policy and Research Initiatives. EUR-21027. pp. 281–291.

Wakim, J., 2005. Influence des solutions aqueuses sur le comportement mécanique des roches argileuses. PhD thesis. Ecole des Mines de Paris.

Wang, C.., 1970. A new representation theorem for isotropic functions. Arch. Ration. Mech. Anal. 35-36, 166–233.

Wang, C.., 1971. Corrigendum. Arch. Ration. Mech. Anal. 43, 392–395.

Wang, Q., Tang, A.M., Cui, Y.J., Delage, P., Gatmiri, B., 2012. Experimental study on the swelling behaviour of bentonite/claystone mixture. Eng. Geol. 124, 59–66.

Wemaere, I., Marivoet, J., Labat, S., 2008. Hydraulic conductivity variability of the Boom Clay in north-east Belgium based on four core drilled boreholes. Phys. Chem. Earth, Parts A/B/C 33, S24–S36.

Wheeler, S.J., Näätänen, A., Karstunen, M., Lojander, M., 2003. An anisotropic elastoplastic model for soft clays. Can. Geotech. J. 418, 403–418.

Woods, R., 1991. Field and laboratory determination of soil properties at low and high strains, in: Proc. Second. Int. Conf. On Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. pp. 1727–1741.

Wouters, L., Vandenberghe, N., 1994. Geologie de la Campine, essai de synthèse. ONDRAF, NIROND 94-12. Bruxelles (Belgium).

Yamachita, S., Kohata, H., Kawaguchi, T., Shibuya, S., 2001. International round robin test organized by TC29. Adv. Lab. Stress Strain Test. Geomaterials. Balkema 65–110.

Yamashita, S., Kawaguchi, T., Nakata, Y., Mikami, T., Fujiwara, T., Shibuya, S., 2009. Interpretation of international parallel test on the measurement of Gmax using bender elements. Soils Found. 49, 631–650.

Yimsiri, S., Soga, K., 2011. Cross-anisotropic elastic parameters of two natural stiff clays. Géotechnique 61, 809–814.

Yimsiri, S., Soga, K., Chandler, S.G., 2005. Cantilever-Type Local Deformation Transducer for Local Axial Strain Measurement in Triaxial Test. Geotech. Test. J. 28.

Yu, H.D., Chen, W.Z., Li, X.L., Sillen, X., 2013. A Transversely Isotropic Damage Model for Boom Clay. Rock Mech. Rock Eng. 47, 207–219.

Yu, L., Gedeon, M., Wemaere, I., Marivoet, J., De Craen, M., 2011. Boom Clay hydraulic conductivity. A synthesis of 30 years of research. External report SCK-CEN, Mol (Belgium).

Yu, L., Rogiers, B., Gedeon, M., Marivoet, J., Craen, M., Mallants, D., 2013. A critical review of laboratory and in-situ hydraulic conductivity measurements for the Boom Clay in Belgium. Appl. Clay Sci. 75-76, 1–12.

Zdrakovic, L., Potts, D.M., Hight, D.W., 2002. The effect of strength anisotropy on the behaviour of embankments on soft ground. Géotechnique 52, 447–457.

Zeelmaekers, E., Honty, M., Derkowski, A., De Craen, M., Vandenberghe, N., Van Geet, M., 2010. A new and improved methodology for qualitative and quantitative mineralogical analysis of Boom Clay, in: Clays in Natural & Engineered Barriers for Radioactive Waste Confinement. 4th International Meeting. Nantes, France. pp. 73–74.

Zeng, X., Grolewski, B., 2005. Measurement of G max and Estimation of K 0 of Saturated Clay Using Bender Elements in an Oedometer 28, 1–11.

Zeng, X., Ni, B., 1999. Stress-Induced anisotropic Gmax of sands and its measurement. J. Geotech. Geoenvironmental Eng. 125, 741–749.

Zytynski, M., Randolph, M.F., Nova, R., Wroth, C.P., 1978. On modelling the unloading-reloading behaviour of soils. Int. J. Numer. Analaysis Methods Geomech. 2, 87–93.